Revista Internacional de
Ingeniería
de Estructuras

Vol. 27,2, 255-295 (2022)

ANALYSIS OF MEDIUM RISE BUILDINGS AT MEXICO CITY WITH A SOFT AND WEAK FIRST STORY CONFIGURATION

Daniel Alberto Hernández García [1] **y Arturo Tena Colunga** [2]

[1] Director de Proyecto, DAGGFRA Consultoría Estructural y Proyectos Integrales, Castellón #317, 45645, Jalisco, México. Correo electrónico: daniel.hernandez@daggfra.com

[2] Profesor, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Av. San Pablo # 180, 02200 Ciudad de México, México. Correo electrónico: atc@correo.azc.uam.mx

Received: March 2022. Accepted: August 2022
Published: September 2022

ABSTRACT

When a structure has a great contrast of stiffness and strength between two consecutive stories, a soft and weak story mechanism can be generated, as it has a great vulnerability in those stories. If in addition the structure is founded in soft soils, its vulnerability may seriously increase. During the earthquake in September 19, 2017 earthquake which hit Mexico City strongly, many buildings with a soft and weak story configurations resulted experienced severe local and global structural damage. Most of the seriously affected structures were found at soft soils. In this study, the analyses of two buildings which developed severe structural damage due to a soft and weak story configuration are presented. In addition, an alternate design proposal is presented, where a better contrast of stiffness and strength was used, and may have kept both structures safe during this strong earthquake. These proposals take as starting point current design guidelines of Mexico City, in particular the most recent buildings codes (2004 and 2017).

Keywords: soft story, weak story, irregular buildings, structural irregularities, contrast of stiffness, contrast of strength, soft soils

REVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE MEDIANA ALTURA EN CDMX CON UNA CONFIGURACIÓN DE PRIMER PISO SUAVE Y DÉBIL

RESUMEN

Cuando una estructura tiene un alto contraste de rigidez y resistencia lateral entre dos entrepisos consecutivos, generando un mecanismo de piso suave y/o débil, esta será vulnerable en dichos niveles. Si aunado a ello se encuentra desplantada en un terreno blando, dicha vulnerabilidad pondrá en riesgo la integridad global del sistema estructural. Durante el sismo del 19 de septiembre del 2017, cuyas ondas golpearon fuertemente a la CDMX, estructuras con una configuración de piso suave

DOI: http://dx.doi.org/ 10.24133/riie.v27i2.2879

y débil resultaron con gran daño parcial y/o global, principalmente las desplantadas sobre los terrenos lacustres de la ciudad. En este estudio, se presentan los análisis de dos de estas estructuras, las cuales presentaron daño estructural muy severo por mecanismos derivados de dicha configuración. En estos análisis se presentan también algunas propuestas de diseño tomando en cuenta contrastes de rigidez y resistencia lateral más razonables y que podrían haber mantenido a salvo a las dos estructuras durante dicho sismo, tomando como base lineamientos establecidos en los Reglamentos de Construcción del Distrito Federal del 2004 y de la Ciudad de México del 2017 (RCDF-2004 y 2017).

Palabras clave: piso suave, piso débil, edificios irregulares, irregularidad estructural, contrastes de rigidez, contraste de resistencia, suelos blandos

1 INTRODUCCIÓN

El 19 de septiembre de 2017 se conmemoraba el aniversario número 32 del terremoto ocurrido en 1985, el cual tuvo epicentro en el océano Pacifico con desembocadura del Río Balsas en el estado de Michoacán, golpeando con una magnitud de 8.1, y amplificando la respuesta en los suelos blandos de la Ciudad de México (Distrito Federal en aquel tiempo) generando gran daño y colapsos en las estructuras, y catástrofe general en la ciudad; todo esto inició a las 07:17. En ese mismo día del 2017, a las 13:14, ocurrió otro terremoto de magnitud 7.1 ahora con epicentro a 12 km de Axochiapan en el estado de Morelos muy cercano a la frontera con el estado de Puebla, golpeando fuertemente tanto a los estados de origen, como a la Ciudad de México, debido otra vez a la amplificación de respuesta en los suelos blandos, generando nuevamente gran desastre estructural en la ciudad capital. Es importante comentar que, en muchas de las edificaciones desplantadas en la zona lacustre de la ciudad, se presentaron daños severos y colapsos (locales y globales) asociados a mecánicos de piso suave y/o débil.

Es sabido que durante un evento sísmico (incluso moderado), en las estructuras con entrepisos propensos a fallar por piso suave y/o débil, se producen grandes desplazamientos laterales relativos entre entrepisos que originan excentricidades en la transmisión de cargas verticales que incrementan las fuerzas mecánicas por efectos de primer y segundo orden. Esto da lugar, por ejemplo, a momentos flectores que deben ser equilibrados por las columnas del entrepiso (o entrepisos) por debajo del entrepiso vulnerable. Si dichas columnas son lo suficientemente rígidas y resistentes para soportar el incremento de fuerzas, la estructura tendrá un comportamiento aceptable; en caso contrario, podría dirigirse a colapsos locales o globales. Ésto se ilustra en la Figura 1, donde se muestran algunas fallas locales asociadas al comportamiento global antes descrito, donde las estructuras desarrollaron articulaciones plásticas en varias columnas de planta baja, por los mecanismos comentados.

Después de los sismos ocurridos en los últimos 30 años, se han observado y/o identificado claramente estas fallas en edificios; eventos como: México (1985 y 2017), Loma Prieta, Estados Unidos (1989), Kobe Japón (1995), Armenia, Colombia (1999) ó Pisco Perú (2007), entre otros (Tena 2010). Por ejemplo, durante los sismos de septiembre de 1985 en México, se observó que al menos el 8% de edificios que se colapsaron, se debieron a una falla de piso suave (“Instituto” 1985,

Tena 2010). Durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 se contabilizaron cerca de 410 edificios que fueron diseñados con reglamentos de prevención de colapso con una configuración estructural de piso suave y/o débil (la mayoría diseñados conforme al reglamento de 1976) y que resultaron seriamente dañados (Tena-Colunga *et al.* 2020). De este universo de edificios con dicha configuración estructural, 83 experimentaron colapso total, parcial y/o tuvieron que ser demolidos (Tena-Colunga *et al.* 2020).



Figura 1. Falla estructural en columnas de planta baja derivado de una configuración de piso suave (Aguiar 2011)

Cuando una estructura se encuentra desplantada sobre un terreno blando en la CDMX, sea en suelos conocidos como de transición o francamente en terrenos ganados a los lagos originales, las demandas sísmicas se amplifican notablemente con respecto a los terrenos firmes y se presentan efectos dinámicos adicionales por la interacción suelo-estructura (ISE). Si además la estructura es propensa a desarrollar un mecanismo de piso suave y/o débil, su vulnerabilidad se incrementa notablemente (Hernández y Tena 2022 y Hernández 2021). Se ha demostrado con base en análisis paramétricos, que los efectos de piso suave y/o débil se pueden magnificar si no se considera de manera adecuada los efectos de la flexibilidad del suelo en el diseño y la concepción de la estructura (Hernández y Tena 2022).

En este tema, algunas investigaciones han reportado que, al modelar la flexibilidad del suelo en estructuras con marcos con muros diafragma con configuración de primer piso suave, y estudiándolos mediante análisis estáticos, dicha flexibilidad incrementa las fuerzas de diseño, recomendando tener cuidado en la revisión de la interacción entre ambos sistemas (Arlekar *et al.* 1997). Se ha demostrado mediante análisis elásticos de la ISE en estructuras con primer piso suave (Fernández y Avilés 2008) que las fuerzas y desplazamientos resultantes en una estructura pueden aumentar significativamente si la estructura cae dentro de la zona de resonancia, en lo cual una base rígida podría dar mejores resultados; mientras que, si la estructura está fuera de la franja de la resonancia, la flexibilidad del suelo por la ISE (bien conceptualizada) podría reducir las demandas, siempre que el amortiguamiento viscoso equivalente por radiación del suelo se incremente substancialmente.

Una estructura que ha sufrido daño por efectos de piso suave y/o débil, podría ser candidata a una rehabilitación, una reestructuración y/o un refuerzo;

siempre que haya sido diseñada y conceptualizada correctamente, no sólo bajo este criterio, sino también con base en la correcta consideración del suelo donde estará desplanta y las demandas a las cuales se enfrentará (sismos de gran magnitud, por ejemplo). Hernández *et al.* (2019) estudiaron una estructura de seis niveles con primer piso suave, desplantada en los suelos blandos de la CDMX, que fallo durante el sismo de del 19 de septiembre de 2017, encontrando que en el nivel vulnerable se desarrollaron grandes distorsiones generando colapsos locales. Asimismo, estudiaron el cambio positivo de la respuesta en la estructura si se tuviera un sistema de control para rigidizar el nivel con piso suave (amortiguadores, contravientos o disipación de energía), reduciendo su daño considerablemente, incluso hasta la estabilidad con algunos métodos de refuerzo. Ruiz *et al.* (2020) estudiaron la fragilidad de un edificio de cinco niveles con planta baja débil, localizado en suelos de transición de la Ciudad de México. Analizaron la estructura con la vulnerabilidad original y con algún refuerzo para rehabilitación (encamisado y refuerzo con soleras en columnas en el nivel vulnerable incluyendo un contraventeo), encontrando por medio de análisis dinámicos no lineales que la estructura rehabilitada es capaz de acomodar las demandas, mientras que en la original se desarrollan grandes demandas de distorsión que la lideran a daño importante.

En este artículo se presenta el desafortunadamente caso común de edificios dónde el daño desarrollado supera cualquier posibilidad de refuerzo y/o rehabilitación. Para ello, se seleccionaron dos edificios de CDMX diseñados conforme a reglamentos antiguos de la ciudad y dónde se presentaron claras fallas por piso suave y débil en el primer nivel durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 y que las llevaron a colapsos parciales y con posibilidad de colapso global. Ambas estructuras fueron finalmente demolidas casi inmediatamente. Tomando la configuración arquitectónica original como base, se estudia qué tanto los reglamentos más recientes de CDMX y sus lineamientos para el diseño de estructuras irregulares protegen a este tipo de estructuras ante la acción de sismos intensos.

2 LOS SISMOS DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985 Y 2017 Y LOS ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO DE CDMX EN SUELOS BLANDOS

2.1 Espectros de diseño sísmico

Los eventos sísmicos del 19 de septiembre de 1985 y 2017 marcaron un gran cambio, no sólo en las normativas de diseño, sino también en la conceptualización de las estructuras. Debido a los cuantiosos daños observados en 1985 y al hecho que las ordenadas espectrales de los registros de aceleración en terreno blando superaron por mucho las ordenadas sísmicas de diseño hasta ese momento, se actualizaron las normas de diseño sismorresistente después del evento de 1985, inicialmente con las Normas Técnicas de Emergencia al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NEMS-85, 1985), para posteriormente publicar el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987, y asimismo, las Normas Técnicas Complementaras de Diseño por Sismo de 1987 (NTCS-87, 1987).

En este último documento, se actualizaron los espectros de diseño sísmico de lo que desde ese entonces se conoce como el “cuerpo principal” de las normas por sismo, buscando proteger a las estructuras sobre los daños observados en el sismo de 1985, incrementando las aceleraciones de diseño aproximadamente 1.67 veces en comparación con el reglamento anterior de diseño sísmico del Distrito Federal (RCDF-76 1976). En la Figura 2, se presenta una comparativa del cambio de las ordenadas sísmicas de diseño que surgió con la actualización de los reglamentos de construcción del Distrito Federal en su “cuerpo principal”, contemplando un intervalo desde 1942 hasta 2004 (Godínez 2005). Esta comparativa se hace considerando un suelo tipo III que corresponde a un suelo blando igual al que se ha idealizado en los análisis que se han realizado en este trabajo.

También cabe señalar que los espectros del “cuerpo principal” ya llevan una reducción implícita con respecto a los espectros de diseño propiamente elásticos (que se trazan de acuerdo al procedimiento establecido en el Apéndice A de las NTCS-04 2004), considerando un factor de sobrerresistencia de 2.5, por las razones técnicas que se establecen con detalle en Rosenblueth *et al.* (1989) y de manera más breve en Tena (2010b).

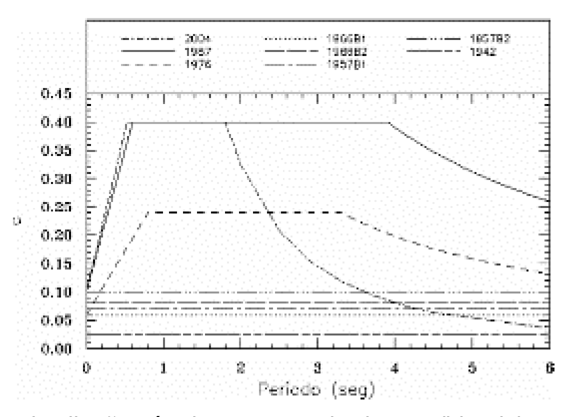


Figura 2. Espectros de diseño sísmico para suelo tipo III (blando) en el Distrito Federal, comparativa entre ordenadas máximas de los reglamentos desde 1942 hasta 2004 (Godínez 2005)

En las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo de 2017 (NTCS-17 2017), publicadas meses después del fuerte sismo del mismo año, se exhortaba que para todo diseño de estructuras desplantadas en los suelos de la CDMX donde la mayor afectación sea bajo acciones sísmicas, se diseñe con base en un espectro elástico de diseño de sitio conforme al reglamento, construyéndolo mediante las ecuaciones reportadas en la misma norma en función de su ubicación geográfica, el cual se puede obtener directamente mediante el software Sasid, el cual fue creado junto con estas normas para obtener directamente los espectros de sitio reglamentarios dentro de la misma ciudad. El antecedente de estos espectros elásticos de diseño de sitio de las NTCS-17 y del Sasid se encuentra en el procedimiento establecido en el Apéndice A de las NTCS-04. En el Apéndice A de las NTCS-04 dicha propuesta era optativa y entonces, dependiente de la decisión del ingeniero estructurista, ya que se podían usar también los espectros pre-reducidos por sobrerresistencia construidos con base en las ecuaciones reportadas en el cuerpo principal de dicha normativa, siendo espectros dependientes de la zona

de acción (I, II, III-a, III-b, III-c y III-d) y aparentemente menores (por distintas consideraciones, como una sobrerresistencia idealizada) a los que resultan del espectro elástico transparente de diseño para un sitio especifico. La diferencia comentada se presenta en la Figura 3.

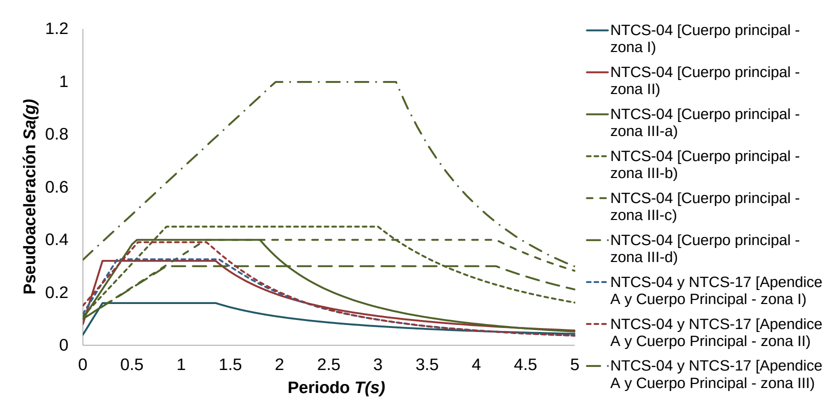


Figura 3. Comparación de espectros de diseño entre los propuestos en el cuerpo principal en las NTCS-04 y los propuestos en el Apéndice A y cuerpo principal de las NTCS-04 y NTCS-17, respectivamente

Por tanto, la diferencia principal entre los espectros de diseño sísmico de las NTCS-17 y las NTCS-04 estriba que mientras en las NTCS-04 el procedimiento del Apéndice A era optativo, en las NTCS-17 paso a ser de uso obligatorio, pues desaparecieron finalmente los espectros de diseño “equivalentes”, pre reducidos por una sobrerresistencia fija de 2.5, que estuvieron en el “cuerpo principal” de las normas de diseño por sismo de CDMX de 1987 a 2017.

2.2 Diseño de estructuras irregulares

Uno de los cambios rigurosos en la actualización de las normas después del sismo del 19 de septiembre de 1985, fue la introducción de los factores de corrección del espectro de diseño sísmico por condiciones de irregularidad estructural a partir de las NTCS-87 (1987). Con ello se establecía una protección adicional a estructuras irregulares, entre éstas, aquéllas con potenciales mecanismos de piso suave y/o débil. De igual manera, los requisitos para el diseño de estructuras dúctiles son más exigentes a partir de las NTCS-95 (1995). Ambas recomendaciones se mantenían vigentes, con algunas actualizaciones, en las NTCS-04 (2004), entre otras, en los factores de corrección de ordenadas sísmicas de diseño debido a irregularidad estructural, particularmente para estructuras fuertemente irregulares, clasificación en la que se encuentran las estructuras con piso suave y/o débil.

Sin embargo, a pesar de la ampliación de consideraciones reglamentarias para la protección de estructuras contra mecanismos de pisos suaves y/o débiles desde las NTCS-87 (1987), durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, se observó lo siguiente con respecto al comportamiento de estructuras diseñadas en CDMX conforme a reglamentos modernos con filosofía de diseño de prevención de colapso (de 1976 a la fecha):

1) Se contabilizaron al menos 410 edificios diseñados con reglamentos de prevención de colapso con configuración estructural de piso suave o débil que resultaron seriamente dañados (Tena-Colunga *et al.* 2020), donde 83 de ellos experimentaron colapso total, parcial y/o tuvieron que ser demolidos.

2) Cabe señalar que, de estos 410 edificios diseñados con reglamentos de prevención por colapso, la mayoría de ellos (268 o 65.4%) fueron diseñados conforme al reglamento de 1976 (Tena-Colunga *et al.* 2020), es decir, además que soportaron el sismo de 1985, tenían un detallado poco dúctil y se diseñaron con ordenadas espectrales muy reducidas (Fig. 2), ampliamente rebasadas por las de los espectros elásticos de los movimientos del terreno.

3) De los 142 edificios restantes con piso suave diseñados conforme a reglamentos de prevención de colapso, 36 corresponden a edificios que fueron reparados o rehabilitados después del sismo de 1985 y cuyo refuerzo fue diseñado conforme a las NTCS-87 (Tena-Colunga 2021), pero cuya vulnerabilidad es mayor por el detallado no dúctil en vigas y columnas de su diseño original.

4) Así, 106 edificios dañados con configuración de piso suave y/o débil (25.9%) fueron diseñados originalmente conforme a reglamentos modernos de prevención de colapso (NTCS-87 a NTCS-04) que tienen disposiciones especiales para el diseño de estructuras irregulares y cuyos espectros elásticos de diseño envolvieron a las máximas demandas espectrales de aceleración en la mayoría de los suelos blandos, todo la zona del lago de Texcoco y sólo fue excedido en una franja muy estrecha del antiguo lago de Xochimilco y en puntos específicos de la zona de transición aledaña y al norte (Tena-Colunga 2021).

Así entonces, el daño observado en estructuras con potenciales pisos suaves y débiles diseñados conforme a las NTCS-87 a las NTCS-04, se puede deber a la combinación de todos o algunos de los siguientes factores:

1) Emplear el espectro de diseño no transparente del “cuerpo principal”, que por su amplia meseta no permite monitorear transparentemente qué tan cercano o alejado se encuentra el periodo de la estructura diseñada de potenciales respuestas resonantes con el sitio de interés.

2) Omitir en su diseño, el factor de corrección por irregularidad, ya sea por ignorancia, por negligencia o por sencillamente no saber cómo debe revisarse propiamente esta condición de irregularidad. Por ejemplo, es muy común en la práctica de diseño que los muros diafragma se modelen exclusivamente como cargas lineales, y no se tome en cuenta su aporte en rigidez lateral (Hernández y Tena 2017).

3) Abusar en los factores de reducción de ordenadas espectrales por concepto de ductilidad, empleando valores del factor de comportamiento sísmico Q altos, no acordes con el detallado estructural provisto y con el empleo de métodos de diseño por capacidad rigurosos, como se establecía claramente en las normas.

4) Los cambios graduales en las propiedades dinámicas y mecánicas de los suelos blandos de la Ciudad de México debidos al fenómeno de subsidencia, es decir, a consolidaciones y asentamientos de los suelos por diversas causas, entre las más importantes la extracción de agua de pozos profundos para abastecer a la ciudad, y

5) Una posible relajación ingenieril en el diseño estructural, debido a la ausencia de sismos fuertes que provocaran daños cuantiosos en los años posteriores a 1985.

3 ESTRUCTURAS DE MEDIANA ALTURA CON PRIMER PISO SUAVE Y DÉBIL DESPLANTADAS SOBRE SUELO BLANDOS

3.1 Características de los edificios estudiados por falla de piso suave y débil en primer nivel, existentes en Ciudad de México

Con base en lo comentado anteriormente, en este apartado se presenta el estudio de dos edificios construidos en la Ciudad de México. El primer edificio es de seis niveles, que se localizaba en la calle de Azores No. 609, en la colonia Portales Norte, CDMX. Este edificio, subdividido en dos torres (frontal y posterior), sufrió daño severo durante el sismo del 19 de septiembre del 2017, concluyendo una denominación sobre el cuerpo frontal de Alto Riesgo de Colapso y el cuerpo posterior de Alto Riesgo Estructural (ISCDF-1190 2017). Ambos cuerpos fueron posteriormente demolidos. En este estudio, se concentró la atención en el cuerpo frontal el cual, entre sus múltiples fallas estructurales durante el evento sísmico, presentó una falla por piso suave y débil en primer nivel (Figura 4), lo que no permitió a la estructura ser ocupada por inestabilidad estructural. Cabe mencionar que este edificio fue diseñado y construido en el momento en que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1966 (RCDF-66 1966) estaba vigente. Este edificio se estructuró con base en marcos de concreto y muros diafragma de mampostería ligados a la estructura, dividiendo sus espacios en estacionamiento en primer nivel y departamento en los niveles superiores.

El segundo es un edificio de ocho niveles, que se localizaba en Canal de Miramontes No. 3004, Girasoles II en Coyoacán, CDMX. Este edificio también resultó con daño severo después del sismo del 19 de septiembre del 2017, originando colapsos parciales que la denominaron con alto riesgo estructural, sin oportunidad de ser ocupada (ISCDF-1560 2017), pero siendo candidata a rehabilitación, aunque posteriormente fue demolido. Este edificio también tuvo falla por piso suave y débil, generando fallas en las columnas de primer nivel, cuyo espacio está destinado a estacionamiento mientras que los niveles superiores son de uso habitacional (departamento). En la Figura 5 se presentan imágenes del daño resultante en la estructura. Cabe mencionar que esta estructura se diseñó y estructuró en el momento en el que el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (RCDF-76 1976) estaba vigente.



Figura 4. Azores No. 609 (edificio frontal), daño resultante después del sismo del 19 de septiembre del 2017 (Grande 2017)



Figura 5. Canal de Miramontes No. 3004, daño resultante después del sismo del 19 de septiembre del 2017 (De Legarreta 2017)

Como se comentó, ambos edificios tuvieron una falla de piso suave y débil en primer nivel. Ambos cuerpos tienen una estructuración similar: primer nivel de columnas sin muros (menor rigidez y resistencia) y niveles superiores con marcos y muros (mayor rigidez y resistencia). Con base en esto, se presentan a continuación los resultados derivados de varios análisis sobre estos dos edificios, partiendo de una revisión considerando los códigos vigentes en el momento que fueron construidas, haciendo una revisión-aproximación con lo estipulado en el

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 2004 (RCDF-04), y haciendo una propuesta de estructuración con base en el mismo reglamento.

Cabe mencionar que, aunque ya existe un código de diseño actual (Reglamento de Construcción de la Ciudad de México RCCDMX-17 2017), este estudio forma parte de una extensa investigación integral que revisó el diseño de estructuras irregulares conforme a las normas de 2004. Además, en los comentarios de esta nueva norma (NTCS-20 2020) no se justifica con base en qué estudios se hicieron los cambios en la revisión y diseño de condiciones de regularidad estructural, muy en particular las referentes a pisos suaves y débiles. En opinión de los autores, en la actualidad, todo cambio a una norma de diseño debe justificarse fehacientemente e indicarse en los comentarios de la misma y no puede dejarse a interpretaciones, supuestos o basarse en ocurrencias. Esto es, cuando algo se incluye o establece en una norma oficial, su observancia es obligatoria para los ingenieros diseñadores y responsables legales de los proyectos, quienes serán los que tendrán que responder legalmente por cualquier inconveniente, en caso de daños importantes en sismos posteriores.

Entonces, los análisis realizados se basan en la siguiente clasificación, aplicados a ambas estructuras:

- Diseño estructural forense, con los códigos correspondientes (RCDF-66 y RCDF-76);
- Diseño estructural (adecuación) con el RCDF-04;
- Propuesta de diseño estructural y restructuración con el RCDF-04;
- Todos los diseños están basados en un análisis modal espectral, considerando efectos de segundo orden P-Δ;
- Análisis estáticos no-lineales (pushover), encontrando la formación de articulaciones plásticas, curvas de capacidad y la ductilidad desarrollada; incluyendo efectos de segundo orden P-Δ;
- Análisis dinámicos no lineales paso a paso, encontrando los desplazamientos y distorsiones de falla de los sistemas, así como cortantes actuantes; incluyendo efectos de segundo orden P-Δ.

Cabe mencionar que, aunque las estructuras analizadas se encuentran desplantadas en suelos blandos donde existen efectos de interacción suelo-estructura, de los cuales se ha comprobado que potencializan la aparición de mecanismos de piso suave y/o débil si no se considera correctamente (Hernández 2021, Hernández y Tena 2022), no se incluyó en este trabajo debido a que se desconoce el tipo de cimentación usado en estos edificios y no se pudieron obtener propiedades mecánicas y dinámicas del terreno de desplante para esos dos sitios en particular.

3.2 Diseño estructural de los edificios con los códigos vigentes en su época, y el RCDF-04

Para realizar los primeros análisis y diseños de estos dos edificios, los cuales serán identificados como A-609 para el edificio de seis niveles de Azores No. 609 y M-3004 para el edificio de ocho niveles de Miramontes No. 3004, se estudiaron las propuestas de diseño que existían en los códigos vigentes en el momento de construcción de ambos sistemas (RCDF-66 para A-609 y RCDF-76 para M-3004). Con base en estos códigos de diseño, se realizaron hojas de cálculo para obtener los armados de los elementos estructurales. Asimismo, se realizaron modelos matemáticos de ambos edificios donde fueron analizados con base en análisis modales espectrales, inicialmente, con los cuales se obtuvieron los elementos mecánicos con los que se revisaron, diseñaron y analizaron ambas edificaciones.

De igual manera, se obtuvieron y graficaron los espectros de demandas sísmicas, con los cuales fueron realizados los análisis modales. Para ambos edificios, se obtuvieron sus espectros de diseño sísmico con base en sus códigos vigentes, y fueron comparados contra un espectro de sitio obtenido con el Apéndice A de las NTCS-04 y del programa Sasid de las NTCS-17. Por ejemplo, para la estructura A-609, el código RCDF-66 estipulaba que (Artículos 270 y 274):

$$C = 0.08g \rightarrow \left.\begin{array}{c} a = 0.5\left(1+T_S\right) \Leftrightarrow T_S < 1.0s \\ \text{Zona de alta compresibilidad y estructuras} \\ \text{con posible falla porpor fuerzas laterales,} \\ \text{resistidas por marcos y muros} \end{array}\right\} aC = 0.04\left(1+T_S\right)$$

Teniendo un periodo T_S=0.96s en el sitio de la estructura, se tiene entonces que: *aC*=0.0784g. Esta ordenada espectral *aC*, es constante para todo periodo, no presentando variación como los espectros de diseño actuales. En la Figura 6 se presenta la comparación de esta ordenada contra el espectro de diseño de sitio obtenido con el Apéndice A de las NTCS-04 y del programa Sasid de las NTCS-17, reducido con un factor de comportamiento sísmico igual a *Q=1.5*, y modificado con factores de corrección por irregularidad iguales a *α=0.8* y *0.7*, considerando que estas estructuras presentaron fallas por pisos suaves y débiles. Cabe mencionar que, aunque la estructuración original se compone de marcos de concreto con muros diafragma de mampostería ligados a la estructura, las columnas y vigas de los marcos son de geometrías pequeñas, con lo cual se podría idealizar más como una mampostería confinada, razón con por la cual se decidió utilizar un factor *Q=1.5*.

Se observa en esta comparación que, incluso con el espectro de sitio reducido, se tiene demandas sísmicas mucho mayores a las de diseño *aC*, lo cual permite imaginar las altas solicitaciones que generó el sismo del 19 de septiembre del 2017 sobre este edificio y que no fue capaz de acomodar, resultando en una falla por piso suave y débil.

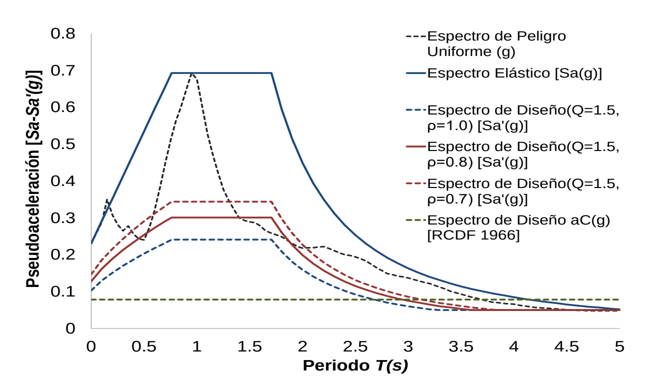


Figura 6. Comparación de espectros de diseño para el edificio A-609, de los códigos de diseño RCDF-66 y las NTCS-04/NTCS-17

De forma similar se realizó para el edificio M-3004, haciendo una comparativa entre el espectro de sitio factorizado con un *Q=1.5* y corregido por *α=0.8* y *0.7*, contra el espectro de diseño que proponían las RCDF-76, donde la estructura en estudio presenta la siguiente clasificación:

- Grupo B: construcciones que ocasionarían perdidas de magnitud intermedia, tales como edificios habitacionales;
- Tipo 1: se incluyen dentro de este tipo a los edificios;
- Terreno compresible en zona III: coeficiente sísmico C=0.24g;
- Factor de ductilidad *Q*=2, donde la resistencia es suministrada por estructuras con marcos de concreto, muros de mampostería y combinadas.

$$\begin{matrix} a_0 = 0.06g \\ T_1 = 0.8s \\ T_2 = 3.3s \\ r = 1 \end{matrix} \Rightarrow S_a(g) = \begin{cases} a_0 + (C - a_0)\dfrac{T}{T_1} \leftrightarrow T < T_1 \\ C \leftrightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ C\left(\dfrac{T_2}{T}\right) \leftrightarrow T_2 < T \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_a^{'}(g) = \frac{S_a(g)}{Q'} \begin{cases} Q' = Q \leftrightarrow T > T_1 \\ Q' = 1 + (Q-1)\dfrac{T}{T_1} \leftrightarrow T < T_1 \end{cases}$$

Con base en esas ecuaciones, se construyó es espectro de diseño para M-3004, presentado en la Figura 7 y comparado contra el espectro de sitio obtenido con el Apéndice A de las NTCS-04 y el programa Sasid de las NTCS-17. También se observa que el espectro de sitio reducido presenta mayores demandas que el espectro elástico y de diseño propuesto en el RCDF-76, lo que también permite imaginar que el edificio no fue capaz de acomodar las demandas de fuerzas derivadas del sismo del 19 de septiembre del 2017, lo que le generó una falla por piso suave y débil.

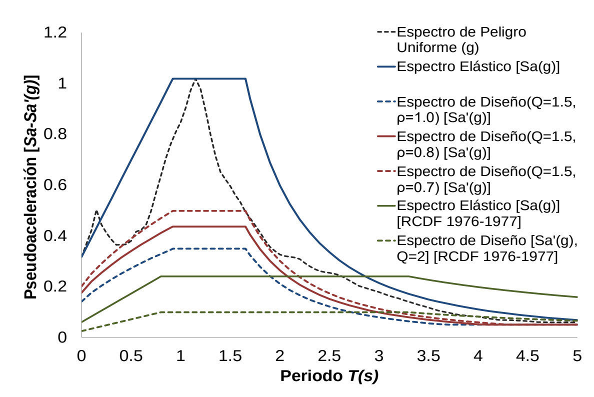


Figura 7. Comparación de espectros de diseño para la estructura M-3004, de los códigos de diseño RCDF-76 y las NTCS-04/NTCS-17

Para realizar los análisis en estos dos edificios, se generaron modelos matemáticos de ambos sistemas en el software ETABS 16 (V16.0.2), donde las geometrías originales se obtuvieron de la siguiente manera:

- Elementos principales, alturas y huella de la estructura A-609, de imágenes de planos arquitectónicos (Grande 2017);
- Elementos, alturas y huellas de la estructura M-3004, utilizando la regla para medir distancias de la aplicación web Google Maps;
- Muros diafragma de mampostería, todos fueron propuestos con un espesor *t*=15 cm (típicos de la época);
- Sistemas de piso, todos fueron propuestos con losas macizas de peralte *h*=12 cm (típicos).

En las Tablas 1 a 3 se resumen las geometrías originales de las estructuras en estudio; y en la Figura 8 los modelos matemáticos equivalentes:

Tabla 1. Geometría de los elementos portantes del edificio A-609

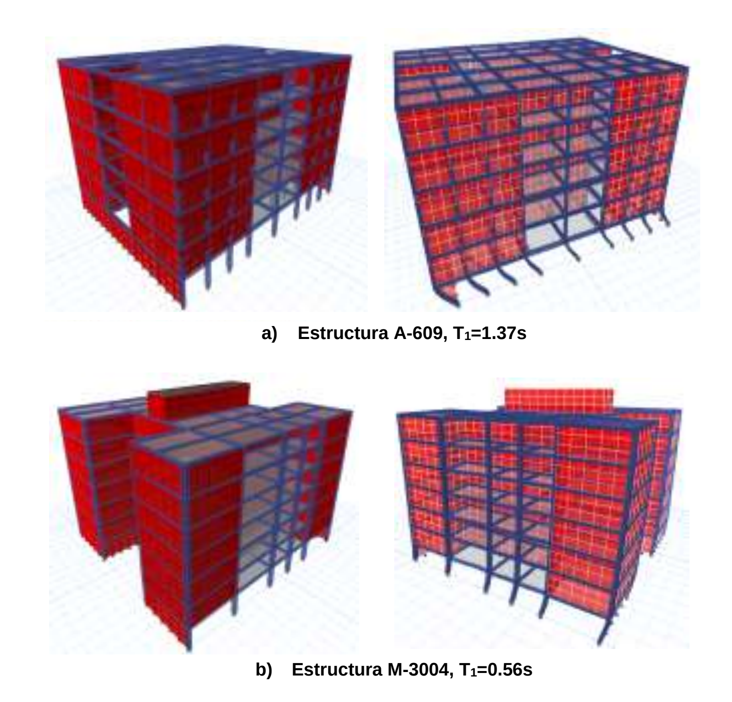
Elemento	Geometría *bxH* (cm)	Espesor *t* (cm)	Altura *h* (cm)
Columna Tipo - N1	20x40	-	-
Columna Tipo - N2aN6	20x30	-	-
Trabe Tipo - N1	20x40	-	-
Trabe Tipo - N2aN6	20x30	-	-
Muro Tipo	-	15	-
Losa Tipo	-	-	12

Tabla 2. Geometría de los elementos portantes del edificio M-3004

Elemento	Geometría *bxH* (cm)	Espesor *t* (cm)	Altura *h* (cm)
Columna Tipo	20x30	-	-
Trabe Tipo	30x50	-	-
Muro Tipo	-	15	-
Losa Tipo	-	-	12

Tabla 3. Geometría global de los edificios A-609 y M-3004

Edificio	Ancho *B* (m)	Largo *L* (m)	Altura Tipo *H* (m)
A-609	16.9	22	2.6
M-3004	24	25	2.6



a) Estructura A-609, T_1=1.37s

b) Estructura M-3004, T_1=0.56s

Figura 8. Modelos matemáticos equivalentes a los edificios originales

Para definir las propiedades mecánicas de los materiales, se propuso considerar las calidades que comúnmente se utilizaban (décadas y años atrás), es decir:

- Concreto tipo I con un f'_c=200 kg/cm^2;
- Mampostería de ladrillo de barro recocido, solido, con un f^*_m=15 kg/cm^2, con base en el promedio de las tablas disponibles en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño de Mampostería 2004 (NTCM-04 2004), y que realmente datan desde las normas de mampostería originales de 1977 (NTCM-77 1977).

En las figuras anteriores, se observa que en el modelo A-609 se presenta una concentración de desplazamientos en el primer nivel, derivado de tener elementos esbeltos sosteniendo el mismo. Similarmente esto ocurre en el modelo M-3004; sin embargo, la respuesta es menor, lo cual se debe a que los elementos portantes son ligeramente más robustos. En esto también interactúa la distribución de cargas sobre las estructuras, las cuales eran mayores para el código RCFD-66. Estas cargas se reportan en la Tabla 4, las cuales se obtuvieron de los códigos correspondientes: cargas vivas y muertas, y se propuso una sobrecarga tipo idealizando acabados e instalaciones.

Tabla 4. Cargas distribuidas para diseño de los edificios A-609 y M-3004

Modelo	Código	Entrepiso (kg/m^2)			Azotea (kg/m^2)			Conexiones (kg/m^2)		
		CV	CVa	SC	CV	CVa	SC	CV	CVa	SC
A-609	RCDF-66	287.5	110	200	100	40	200	500	250	200
M-3004	RCDF-76	211	90	200	100	70	200	200	150	200

En esta tabla se observa que, para el edificio A-609, en el RCDF-66 se proponía unas cargas vivas mayores para su análisis, principalmente en el concepto de conexión (pasillos y escaleras). Estas cargas mayores generan mayores elementos mecánicos en el sistema y redundan también en un periodo fundamental mayor. Lo anterior, la hace más susceptible (con base en su estructuración) al mecanismo de falla en primer nivel.

Para diseñar las estructuras, se estudiaron ambos códigos de su momento de diseño, comprobando secciones geométricas o demandas de acero de refuerzo. Algo importante de hacer notar del estudio de estos códigos, es lo siguiente:

- En el RCDF-66, no se presentaba un límite para hacer referencia a una falla balanceada para secciones de concreto reforzado, lo cual hace vulnerable a los elementos portantes si son geometrías pequeñas, pero exigen mucho acero, lo que puede ocasionar una falla frágil;
- En este mismo reglamento, no se maneja el concepto de ductilidad ni reducción de ordenadas sísmicas por comportamiento dúctil;
- Caso opuesto, en el reglamento RCDF-76 se manejaban ambos conceptos: falla frágil y comportamiento dúctil. Sin embargo, sus límites y alcances son muy distintos a los de los códigos actuales. Por ejemplo, el factor de comportamiento sísmico máximo permisible era $Q=6$;
- Ninguno de ambos códigos toca el tema de corrección por irregularidad, ni factores de protección contra formación de una posible falla por piso suave y/o débil.

Complementando los diseños y revisiones, se sumaron dos análisis más para generar comparaciones, cómo se mencionó anteriormente:

- Estudio e intento de diseño con base en el RCDF-04, usando los elementos mecánicos derivados de los análisis tipo modal espectral con los espectros de diseño correspondientes a cada código respectivo a la estructura de análisis;
- Una propuesta de diseño, tanto de geometría como de acero, siguiendo el RCDF-04, usando los elementos mecánicos derivados de un análisis modal espectral con el espectro de diseño correspondiente al Apéndice A de las NTCS-04 y Sasid de las NTCS-17. Asimismo, de manera comparativa en el cambio de comportamiento estructural, se varió un factor que realiza una corrección por irregularidad (al que se llamara α), que aumenta las ordenadas sísmicas de análisis (propuesta de las NTCS-04 y 17), de tal modo que:
  - $\alpha=1.0$, sin cambio por irregularidad,
  - $\alpha=0.8$, cambio por irregularidad no fuerte,
  - $\alpha=0.7$, cambio por irregularidad fuerte debida a piso suave y/o débil.

De esta manera, se estudia y/o protege el comportamiento de las estructuras ante la falla de tipo piso suave y débil que presentaron en la realidad.

Finalmente, complementando estos análisis, se hizo una propuesta de diseño de ambas estructuras, partiendo desde un acomodo de rigidez lateral, de tal modo que la relación entre dos niveles consecutivos fueran lo más cercano a la

unidad. Igualmente, al momento de diseñar la estructura (los elementos portantes), se cuidó que la relación de resistencias laterales fuera similar, es decir:

$$\frac{k_{n+1}}{k_n} \approx 1.0 \wedge \frac{V_{n+1}}{V_n} \approx 1.0$$

Entrando así al diseño de una estructura regular (buscando una protección contra la formación del piso suave y/o débil) comparando su comportamiento contra el resto de modelos donde las relaciones de rigidez y resistencia lateral son variables. Las geometrías y aceros resultantes (Figura 9) de todos los diseños se reportan en las Tablas 5 a 9, donde se marcan algunas celdas en color rojo, las cuales corresponden a una demanda de geometrías estructurales mayores a las originales. Se observa que el diseño se basó en una sección tipo de columnas y trabes para N1 y una sección tipo para el resto de niveles.

Tabla 5. Secciones portantes del edificio A-609

Elemento Estructural		RCDF-1966		Revisión RCDF-2004	Diseño RCDF-2004-α=1.0
		Original	**Solicitud**	**Solicitud**	**Geometrías**
Columna - N1	**bxh(cm)**	20x40	25x50	30x55	40x50
Columna - N2aN6	**bxh(cm)**	20x30	20x40	25x45	30x40
Trabe - N1	**bxh(cm)**	20x40	25x50	30x55	25x50
Trabe - N2aN6	**bxh(cm)**	20x30	20x40	20x30	25x35
Elemento Estructural		**Diseño RCDF-2004-α=0.8**		**Diseño RCDF-2004-α=0.7**	**Propuesta RCDF-2004**
		Geometrías		**Geometrías**	**Geometrías**
Columna - N1	**bxh(cm)**	40x50		40x50	56x75
Columna - N2aN6	**bxh(cm)**	30x40		30x40	30x40
Trabe - N1	**bxh(cm)**	25x50		25x50	30x60
Trabe - N2aN6	**bxh(cm)**	25x35		25x35	25x35

Tabla 6. Secciones portantes del edificio M-3004

Elemento Estructural		RCDF-1976		Revisión RCDF-2004	Diseño RCDF-2004-α=1.0
		Original	**Solicitud**	**Solicitud**	**Geometrías**
Columna - N1	**bxh(cm)**	30x50	40x65	40x60	60x60
Columna - N2aN8	**bxh(cm)**	30x50	35x60	35x60	60x60
Trabe - N1	**bxh(cm)**	20x30	25x45	25x50	30x60
Trabe - N2aN8	**bxh(cm)**	20x30	20x40	25x45	30x60
Elemento Estructural		**Diseño RCDF-2004-α=0.8**		**Diseño RCDF-2004-α=0.7**	**Propuesta RCDF-2004**
		Geometrías		**Geometrías**	**Geometrías**
Columna - N1	**bxh(cm)**	60x60		70x70	90x100
Columna - N2aN8	**bxh(cm)**	60x60		60x60	60x60
Trabe - N1	**bxh(cm)**	30x60		35x70	45x90
Trabe - N2aN6	**bxh(cm)**	30x60		30x60	30x60

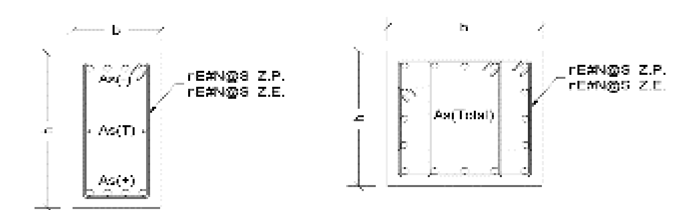


Figura 9. Esquema de armado en trabes y columnas (ubicación por nomenclatura): acero longitudinal y transversal

Tabla 7. Armado de trabes en modelos A-609: acero negativo, positivo, por temperatura y transversal

Reglamento	Elemento Estructural	As(-)	As(+)	As(T)	nE#N@S Z.P.	nE#N@S Z.E.
RCDF-1966	Tra-N1	3#10+2#8	4#8	-	1E#3@15cm	-
	Tra-N2aN6	2#10+2#8	4#8	-	1E#3@15cm	-
Revisión RCDF-2004	Tra-N1	3#8	3#8	2#4	1E+1G#3@15cm	1E+1G#3@30cm
	Tra-N2aN6	2#6	2#7	2#3	1E#3@15cm	1E#3@30cm
Diseño RCDF-2004 - α=1.0	Tra-N1	2#8	2#8+1#6	4#3	1E#3@10cm	1E#3@30cm
	Tra-N2aN6	2#6	2#6	2#3	1E#3@15cm	1E#3@30cm
Diseño RCDF-2004 - α=0.8	Tra-N1	2#8+1#6	2#8+1#6	4#3	1E#3@10cm	1E#3@30cm
	Tra-N2aN6	2#6	2#6	2#3	1E#3@15cm	1E#3@30cm
Diseño RCDF-2004 - α=0.7	Tra-N1	2#8+2#6	2#8+2#6	4#3	2E#3@10cm	2E#3@30cm
	Tra-N2aN6	2#6	2#6	2#3	1E#3@15cm	1E#3@30cm
Propuesta RCDF-2004	Tra-N1	3#8	3#8	4#3	1E#3@20cm	1E#3@30cm
	Tra-N2aN6	2#6	2#6	2#3	1E#3@15cm	1E#3@30cm

Tabla 8. Armado de trabes en modelos M-3004: acero negativo, positivo, por temperatura y transversal

Reglamento	Elemento Estructural	As(-)	As(+)	As(T)	nE#N@S Z.P.	nE#N@S Z.E.
RCDF-1976	Tra-N1	2#6+2#4	2#6+2#4	2#3	1E#3@10cm	1E#3@30cm
	Tra-N2aN8	2#6+2#4	2#6+2#4	2#3	1E#3@15cm	1E#3@30cm
Revisión RCDF-2004	Tra-N1	2#6+1#4	2#6+1#4	2#3	1E#3@10cm	1E#3@30cm
	Tra-N2aN8	2#6+1#4	2#6+1#4	2#3	1E#3@15cm	1E#3@30cm
Diseño RCDF-2004 - α=1.0	Tra-N1	2#8+4#6	4#8+2#6	4#3	2E#3@15cm	2E#3@30cm
	Tra-N2aN8	6#6	4#6+2#4	4#3	1E#3@15cm	1E#3@30cm
Diseño RCDF-2004 - α=0.8	Tra-N1	4#8+2#6	4#8+2#6	4#3	2E#3@15cm	2E#3@30cm
	Tra-N2aN8	2#8+4#6	2#8+2#6	4#3	2E#3@20cm	2E#3@30cm
Diseño RCDF-2004 - α=0.7	Tra-N1	2#10+4#8	6#8	4#4	2E#3@15cm	2E#3@30cm
	Tra-N2aN8	2#8+4#6	6#6	4#3	2E#3@20cm	2E#3@30cm
Propuesta RCDF-2004	Tra-N1	2#10+4#8	6#8	6#4	2E#3@20cm	2E#3@30cm
	Tra-N2aN8	2#8+2#6	2#8+2#6	4#3	1E#3@20cm	1E#3@30cm

Tabla 9. Armado de columnas en edificios A-609 y M-3004: acero longitudinal y transversal

Reglamento	Elemento estructural	Sistema A-609			Sistema M-3004		
		As(Total)	nE#N@S Z.P.	nE#N@S Z.E.	As(Total)	nE#N@S Z.P.	nE#N@S Z.E.
RCDF-1966 y 1976	Col-N1	4#10+6#8	1E#3@15	-	4#8+6#6	2E#3@15cm	2E#3@25cm
	Col-N2-Nn	4#8+6#6	1E#3@15	-	4#8+6#6	2E#3@15cm	2E#3@25cm
Revisión RCDF-2004	Col-N1	4#8+4#6	2E#4@15	2E#4@30	8#8+6#6	3E#3@15cm	3E#3@30cm
	Col-N2-Nn	4#8+2#4	2E+1G#3 @15cm	2E+1G#3 @ 30cm	8#8+6#6	3E#3@15cm	3E#3@30cm
Diseño RCDF-2004 - α=1.0	Col-N1	4#+10#6	4E#3@15	4E#3@30	16#8	4E#3@15cm	4E#3@30cm
	Col-N2-Nn	4#8+4#6	4E#3@15	4E#3@30	16#8	4E#3@15cm	4E#3@30cm
	Col-N1	4#8+10#6	4E#3@15	4E#3@30	16#8	4E#3@15cm	4E#3@30cm

Diseño RCDF-2004 - α=0.8	**Col-N2-Nn**	4#8+4#6	4E#3@15	4E#3@30	16#8	4E#3@15cm	4E#3@30cm
Diseño RCDF-2004 - α=0.7	**Col-N1**	4#8+10#6	4E#3@15	4E#3@30	20#8	4E#3@15cm	4E#3@30cm
	Col-N2-Nn	4#8+4#6	4E#3@15	4E#3@30	16#8	4E#3@15cm	4E#3@30cm
Propuesta RCDF-2004	**Col-N1**	20#8	3E#3@15	3E#3@30	4#10+30#8	3E#3@15cm	3E#3@30cm
	Col-N2-Nn	4#8+4#6	4E#3@15	4E#3@30	16#8	2E#3@15cm	2E#3@30cm

Asimismo, se observa que las secciones originales no fueron suficientes para soportar las solicitaciones en los edificios, resultando geometrías mayores incluso con las reglamentaciones de su año de construcción. Esto se muestra en las primeras columnas, donde se dividió en dos sub-columnas: una de geometría original y otro con las solicitudes resultantes con sus respectivas reglamentaciones, marcando en sombrado las que demandaron mayor sección. Las razones más probables de lo anterior es una combinación de los siguientes factores: a) en esa época, los edificios no se diseñaban con programas de computadora, sino empleando reglas de cálculo, idealizándose marcos tipo, y resolviéndolos con el método de Cross para cargas verticales y con métodos aproximados ante carga lateral, b) se empleaba dominantemente el método estático de análisis sísmico, no el modal espectral y, c) se omitían en el diseño los efectos ortogonales (o bidireccionales de los sismos).

De manera similar, se obtuvo que diseñando conforme al RCDF-04, se deberían proveer mayores geometrías. Tomando en cuenta lo anterior, se puede concluir que estas estructuras no eran capaces de soportar completamente las solicitaciones sísmicas máximas que se considera se pueden presentar en la Ciudad de México, si se toman como base las reglamentaciones más actualizadas (RCDF-04 y RCCDMX-17).

En las tablas de armados (Tablas 7 a 9), también se señalan en sombreado con color rojo claro los armados que pasan por dos posibles casos:

1. Superan la cuantía balanceada que propone el reglamento en cuestión;
2. La sección no fue suficiente para acomodar el acero solicitado;

Y el caso tres, para del reglamento RCDF-66:

3. Aunque los armados del sistema original A-609 no están marcados, en realidad en este reglamento no se presenta un límite para el armado. Sin embargo, su demanda de acero supera por mucho el porcentaje de cuantía balanceada que propone el RCDF-04.

De los análisis de los diseños se obtuvieron las respuestas principales de los sistemas. A continuación, se presentan las curvas de distorsiones (Figura 10), analizando así en qué nivel se concentra el mayor desplazamiento, comparándolas contra dos distorsiones límite:

1. Una distorsión δ=0.015, que representa la máxima permitida en reglamentos modernos de prevención de colapso para el diseño de marcos de concreto de ductilidad intermedia;

2. Una distorsión δ=0.006 que representa la máxima distorsión de los muros diafragma (ligados a la estructura) a su falla controlada conforme a un reglamento de prevención de colapso.

Cabe mencionar que esta segunda distorsión muchas veces se deja de lado en la revisión, concentrando la comparación sólo con la distorsión correspondiente con la falla de los marcos. Sin embargo, el comportamiento de marcos con muros diafragma depende en gran parte de la resistencia y rigidez lateral de dichos muros.

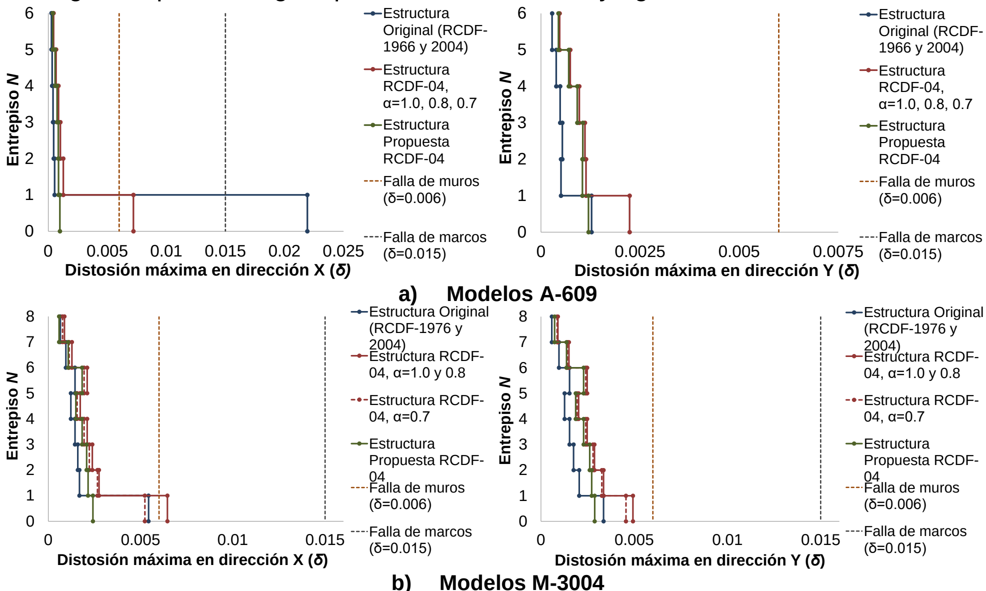


Figura 10. Curvas de distorsiones comparadas con las distorsiones límite de falla de muros diafragma (δ=0.006) y de marcos de ductilidad intermedia (δ=0.015)

Se observa en estas curvas de distorsiones que el primer nivel del modelo original A-609 supera por mucho la distorsión permisible para marcos en la dirección *X*, con lo que se demuestra la clara vulnerabilidad en este nivel bajo las cargas sísmicas de diseño que se establecían en el RCDF-66. En la dirección *Y* no se alcanzó la distorsión de falla de muros, presentando mayor capacidad. En el caso de los modelos M-3004 no se presentaron distorsiones que superaran las permisibles en ambas direcciones, por lo que estos modelos tienen una rigidez lateral suficiente en los elementos portantes para soportar los desplazamientos sin superar los límites. Sin embargo, cabe recordar que estos diseños y comparaciones se realizaron con base en las demandas sísmicas de la reglamentación en curso, las cuales son menores a las de los reglamentos actuales.

En las Figuras 11 y 12 se presentan las curvas de rigidez y de resistencia lateral, relativos a la demanda máxima, de los sistemas por entrepiso, donde se observa que, en los sistemas originales, las mayores rigideces y resistencias laterales se presentaron en los niveles superiores. Asimismo, se presentan en las Tablas 10 y 11 las relaciones de rigideces entre niveles consecutivos. Cabe recordar que las NTCS-04 proponen los siguientes límites:

$$k_n = k_{n+1} \wedge V_n = V_{n+1} \rightarrow \text{estructura regular}$$

$$1.0 < \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 1.5 \wedge 1.0 < \frac{V_{n+1}}{V_n} \leq 1.5 \rightarrow \text{estructura casi-regular}$$

$$1.5 < \frac{k_{n+1}}{k_n} \leq 2.0 \vee 1.5 < \frac{V_{n+1}}{V_n} \leq 2.0 \rightarrow \text{estructura irregular}$$

$$\frac{k_{n+1}}{k_n} > 2.0 \vee \frac{V_{n+1}}{V_n} > 2.0 \rightarrow \text{estructura fuertemente irregular}$$

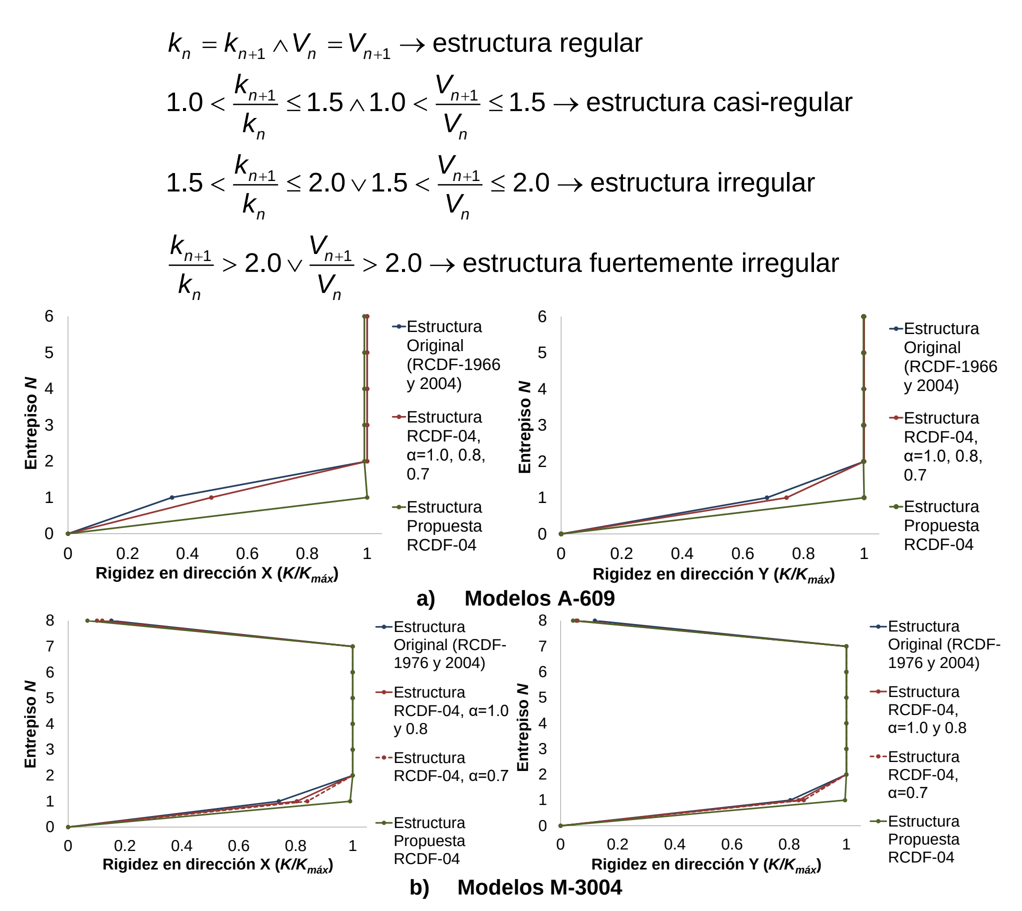


Figura 11. Curvas de rigidez relativa de todos los sistemas analizados

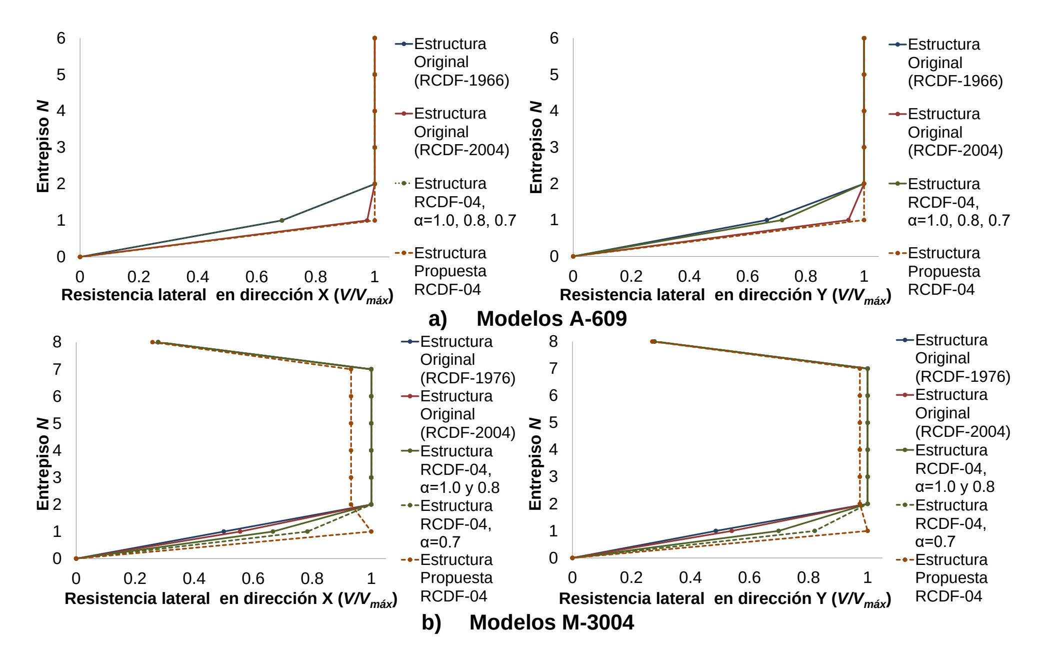


Figura 12. Curvas de resistencia lateral relativa de todos los modelos analizados

Sin embargo, con base en un estudio paramétrico para la zona III-a del lago de la Ciudad de México según las NTCS-04 (zona donde justamente se encuentra la estructura M-3004), Hernández (2021) obtuvo que las relaciones diferentes a las reglamentarias para esta clasificación, incluyendo relaciones inversas para considerar la posible formación de un piso suave y/o débil no sólo en primer nivel sino también en niveles superiores. La clasificación es la siguiente, misma que se tomó como base para realizar este estudio:

$$\frac{V_2}{V_1}=\frac{k_2}{k_1}=1.0 \rightarrow \text{Sistema con comprotamiento regular}$$

$$\left.\begin{array}{l} 1.0 \le \frac{V_2}{V_1} \le 1.50 \Leftrightarrow 0.66 \le \frac{k_2}{k_1} < 1.0 \\ 1.0 \le \frac{V_2}{V_1} \le 1.50 \Leftrightarrow 1.0 < \frac{k_2}{k_1} \le 1.50 \end{array}\right\} \text{Sistema con comportamiento casi-regular}$$

$$\left.\begin{array}{l} 1.0 \le \frac{V_2}{V_1} \le 1.50 \Leftrightarrow 0.5 \le \frac{k_2}{k_1} < 0.66 \wedge 1.50 < \frac{k_2}{k_1} < 2.25 \\ 1.50 < \frac{V_2}{V_1} < 2.25 \Leftrightarrow 0.5 \le \frac{k_2}{k_1} < 2.25 \end{array}\right\} \text{Sistema con comportamiento irregular}$$

$$\left.\begin{array}{l} 0.66 \le \frac{V_2}{V_1} < 1.0 \Leftrightarrow 0.5 \le \frac{k_2}{k_1} < 2.25 \\ 0.25 \le \frac{V_2}{V_1} \le 0.50 \Leftrightarrow 0.25 \le \frac{k_2}{k_1} \le 3.0 \\ 2.25 \le \frac{V_2}{V_1} \le 3.0 \Leftrightarrow 2.25 \le \frac{k_2}{k_1} \le 3.0 \\ 0.25 \le \frac{V_2}{V_1} \le 3.0 \Leftrightarrow \frac{k_2}{k_1} = 0.25 \end{array}\right\} \text{Sistema con comportamiento fuertemente irregular}$$

Tabla 10. Relaciones de rigidez entre niveles consecutivos: modelos A-609 y M-3004

Estructura A-609						
Nivel	**Original (RCDF 1966 y 2004)**		**RCDF-04, α=1.0, 0.8, 0.7**		**Propuesta RCDF-04**	
	$kx_{(n+1)}/kx_{(n)}$	**$ky_{(n+1)}/ky_{(n)}$**	**$kx_{(n+1)}/kx_{(n)}$**	**$ky_{(n+1)}/ky_{(n)}$**	**$kx_{(n+1)}/kx_{(n)}$**	**$ky_{(n+1)}/ky_{(n)}$**
6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.88	1.47	2.09	1.34	0.99	1.00
1	-	-	-	-	-	-
Base	-	-	-	-	-	-
Estructura A-609						
Nivel	**Original (RCDF 1976 y 2004)**		**RCDF-04, α=1.0, 0.8, 0.7**		**Propuesta RCDF-04**	
	$kx_{(n+1)}/kx_{(n)}$	**$ky_{(n+1)}/ky_{(n)}$**	**$kx_{(n+1)}/kx_{(n)}$**	**$ky_{(n+1)}/ky_{(n)}$**	**$kx_{(n+1)}/kx_{(n)}$**	**$ky_{(n+1)}/ky_{(n)}$**
8	0.15	0.07	0.12	0.06	0.07	0.04
7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.35	1.24	1.24-1.19(α=0.7)	1.20-1.18(α=0.7)	1.01	1.00
1	-	-	-	-	-	-
Base	-	-	-	-	-	-

Por lo tanto, las relaciones presentadas en la Tabla 10 se basan en estas relaciones de rigidez y resistencia para definir si uno de los sistemas es propenso a generar una falla por piso suave y/o débil. De la Tabla 10 se observa que, comparando con las relaciones propuestas en Hernández (2021), entre los primeros dos niveles se superan las relaciones de clasificación regular y casi-regular en los modelos original y los diseñados con el RCDF-04, para ambos edificios A-609 y M-3004. Por lo tanto, las estructuras se clasifican como irregulares.

De la Tabla 11, se encuentra que sólo el modelo original y el diseñado con el RCDF-04 variando *α=1.0* y *0.8*, del edificio M-3004 entra en la clasificación como irregular, presentando a los otros modelos y al edificio A-609 como casi-regular. Sin embargo, es importante mencionar que las relaciones propuestas en Hernández (2021) deben satisfacer ambas propiedades mecánicas (rigidez y resistencia lateral) para determinar su clasificación. Por lo tanto, también en resistencia lateral los sistemas son irregulares en ambas estructuras en los modelos originales y los diseñados con el RCDF-04. Asimismo, en el último nivel del modelo M-3004 se ve una reducción significativa de estas propiedades mecánicas; sin embargo, su comportamiento es normal tratándose de un apéndice. Entonces, sólo los modelos propuestos cumplen con las relaciones, unificando tanto la resistencia lateral como la rigidez, siendo regular completamente en su estructuración. Por lo tanto, los modelos propuestos (Tabla 11) se clasifican como regulares. Por lo tanto, se concluye que sólo los modelos propuestos en la Tabla 11 se clasifican como regulares, y el resto de sistemas como irregulares; incluso los diseñados con el RCDF-04 variando los factores de comportamiento por irregularidad, dejando claro que no sólo dependen de un buen diseño reglamentario sino también de una revisión mecánica y un buen balance de rigidez y resistencia lateral.

Tabla 11. Relaciones de resistencia lateral entre niveles consecutivos: modelos A-609 y M-3004

Estructura A-609						
Nivel	**Original (RCDF 1966 y 2004)**		**RCDF-04, α=1.0, 0.8, 0.7**		**Propuesta RCDF-04**	
	$Vx_{(n+1)}/Vx_{(n)}$	**$Vy_{(n+1)}/Vy_{(n)}$**	**$Vx_{(n+1)}/Vx_{(n)}$**	**$Vy_{(n+1)}/Vy_{(n)}$**	**$Vx_{(n+1)}/Vx_{(n)}$**	**$Vy_{(n+1)}/Vy_{(n)}$**
6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.46	1.50	1.46	1.39	1.00	1.00
1	-	-	-	-	-	-
Base	-	-	-	-	-	-
Estructura A-609						
Nivel	**Original (RCDF 1976 y 2004)**		**RCDF-04, α=1.0, 0.8, 0.7**		**Propuesta RCDF-04**	
	$Vx_{(n+1)}/Vx_{(n)}$	**$Vy_{(n+1)}/Vy_{(n)}$**	**$Vx_{(n+1)}/Vx_{(n)}$**	**$Vy_{(n+1)}/Vy_{(n)}$**	**$Vx_{(n+1)}/Vx_{(n)}$**	**$Vy_{(n+1)}/Vy_{(n)}$**
8	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.00	2.06	1.50-1.25(α=0.7)	1.43-1.22(α=0.7)	0.93	0.97

1	-	-	-	-	-	-
Base	-	-	-	-	-	-

4 ANÁLISIS NO LINEALES

4.1 Consideraciones para el modelado de muros diafragma

El modelado no lineal de vigas y columnas con elementos de plasticidad concentrada en el ETABS es suficientemente estándar, pues sólo se requiere de prescribir relaciones momento-curvatura idealizadas donde se indican los puntos límite de las regiones que definen distintos desempeños estructurales, conforme a las metodologías propuestas por documentos de diseño por desempeño, entre ellos, los propuestos por FEMA. Sin embargo, en el ETABS no se relaciona de manera efectiva a los muros diafragma, menos los muros diafragma de mampostería que se emplean en México. Por esta razón, se realizó un ajuste a los modelos, cambiando a los elementos cascarón grueso que representaban a los muros en un comportamiento elástico idealizado, por una discretización que permita modelar aproximadamente el comportamiento no lineal de los muros. Para ello, se utilizó el modelado propuesto en Rodrigues *et al*. (2010), dónde se propone colocar cuatro diagonales conectadas a las esquinas de la crujía del marco de interés, unidas a un resorte (elemento link) central horizontal que guarda las propiedades mecánicas y constitutivas del muro, generando un comportamiento más real en la conexión entre los muros y los marcos (Figura 13).

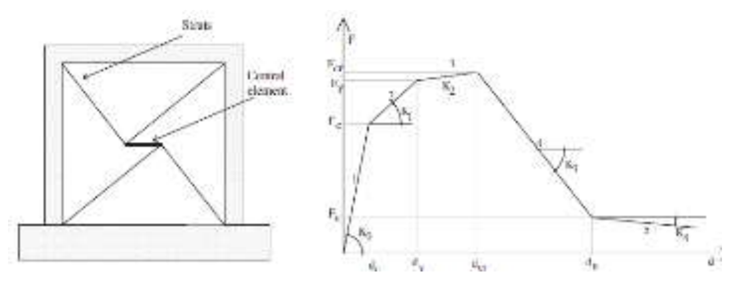


Figura 13. Propuesta de cambio de muro diafragma por un resorte horizontal con propiedades mecánicas y constitutivas del muro (Rodrigues *et al.* 2010)

Para definir las propiedades constitutivas del muro, se partió de la propuesta de curva histerética trilineal de Flores y Alcocer (2001) para muros de mampostería confinada, pero modificando los parámetros de resistencia y agrietamiento con base en la propuesta realizada por Flores (2014), derivados de ensayes de muros diafragma de mampostería confinada.

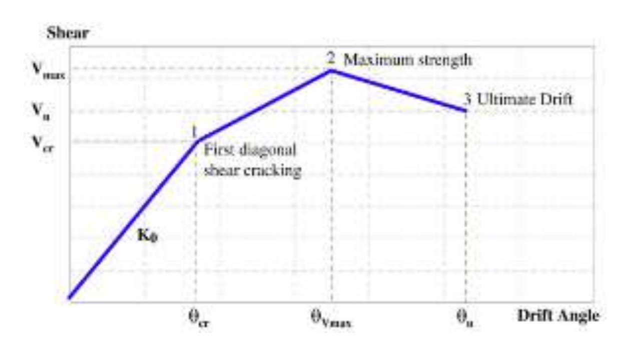


Figura 14. Propuesta de envolvente trilineal para definir el comportamiento histerético de muros de mampostería confinada (Flores y Alcocer 2001)

Por lo tanto, teniendo primero la curva trilineal (Figura 14), se propusieron los siguientes cambios. Los puntos de la curva definen las siguientes propiedades del muro:

1. El primer agrietamiento;
2. La capacidad máxima a cortante; y
3. La distorsión máxima.

por lo tanto, ajustando los límites con base en el comportamiento de los muros diafragma (Flores 2014), se propone lo siguiente:

$$V_1 = V_{agr} = 0.85\bar{v}_m A_T \Leftrightarrow \bar{v}_m = v_m^*\left(1+2.5c_v\right)$$

$$V_2 = V_{máx} = 0.3\bar{f}_m A_T \Leftrightarrow \bar{f}_m = f_m^*\left(1+2.5c_v\right)$$

$$V_3 = 0.8V_2 \text{ (propuesta de resultados experimentales)}$$

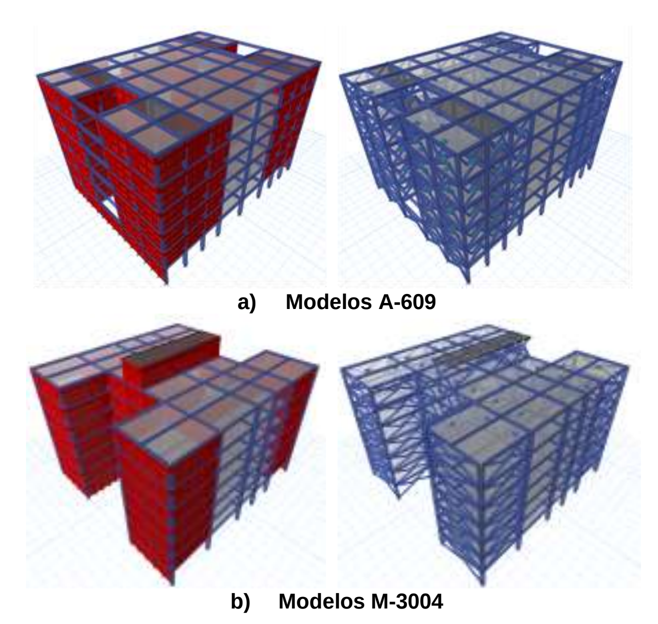
donde el valor $c_V=0.2$ (Tena-Colunga *et al.* 2009) es el mínimo aceptable para este tipo de muros. Ahora, para las deformaciones, se proponen los siguientes valores con base en resultados experimentales:

$$\gamma_1 = \gamma_{agr} = 0.002$$

$$\gamma_2 = \gamma_{máx} = 0.014$$

$$\gamma_3 = 1.1\gamma_2 \text{ (propuesta de resultados experimentales)}$$

Entonces, con base en esta propuesta, se obtuvieron las curvas envolventes trilineales para definir el comportamiento histerético de los muros de las estructuras A-609 y M-3004, proponiendo muros tipo para toda la altura de los sistemas en cada dirección de análisis *X* y *Y*), y así elementos link tipo que idealizan el comportamiento de dichos muros. Estos sistemas transformados y propuestos se presentan en la Figura 15, los cuales fueron calibrados y ajustados como se presenta en Hernández (2021).



a) **Modelos A-609**

b) **Modelos M-3004**

Figura 15. Ejemplos de modelos matemáticos cambiando los muros diafragma por elementos link con propiedades mecánicas y constitutivas de la mampostería usada

4.2 Resultados de los análisis estáticos no-lineales (pushover)

Una vez calibrado, justificado y modelado el ajuste de los muros diafragma, se realizaron primeramente análisis estáticos no lineales, para los cuales se aplicaron a los modelos matemáticos cargas monótonas crecientes de forma triangular (con respecto a la altura in crescendo) en ambos sentidos de análisis de las estructuras, *X* e *Y*, uniformemente distribuidas para representar adecuadamente a las fuerzas de inercia por sismo. Los análisis y cálculo de curvas de capacidad, obtenidas de estos cálculos, se detuvieron hasta donde falló la estructura, principalmente si la primera articulación plástica de falla se presenta en primer nivel, denotando una formación de piso suave y débil. A continuación, se presentan las articulaciones plásticas obtenidas en los sistemas (Figuras 17 y 18), las cuales se normalizan con base en el nivel de daño de la estructura (Figura 16).

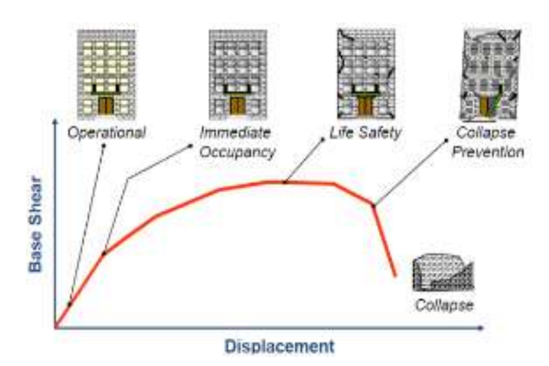


Figura 16. Nivel de desempeño estructural (Heintz, Hamburger y Mahoney 2014)

Los resultados en los sistemas, los cuales se presentan en escala de colores default del programa ETABS: **Fluencia** **Ocupación Inmediata** **Seguridad de Vida** **Prevención de Colapso** **Colapso** **Destrucción,** se muestran con la siguiente clasificación:

- Sistemas originales con el RCDF-66 y RCDF-76, y la revisión inicial con el RCDF-04. Ambos modelos presentaron una falla frágil (Figuras 17a y 18a), con formación de las primeras articulaciones plásticas (entre ellas, las de colapso) en primer nivel, dejando clara su formación de un piso suave y débil;

- Sistemas diseñados con el RCDF-04, variando el factor de corrección por irregularidad *α=1.0, 0.8 y 0.7*. Aunque estos diseños se realizaron concienzuda y rigurosamente, las primeras articulaciones plásticas se formaron en los niveles inferiores, creciendo mayormente en primer nivel (Figuras 17b y 18b). Con esto se demuestra que un buen diseño no sólo depende de una revisión rigurosa de fuerzas y de límites de servicio, sino de un buen balance (y revisión del mismo) de rigidez y resistencia lateral entre los niveles que componen la estructura. En caso contrario, aunque se sigan las condiciones para un diseño riguroso y un buen detallado (reforzamiento), se puede caer en una posible falla por piso suave y débil, por falta de revisión de los balances de rigidez y de resistencia lateral iniciales.

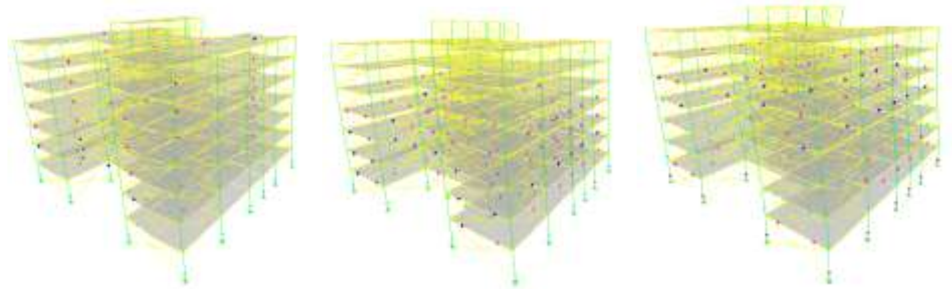
- Sistema regular propuesto, diseñado con el RCDF-04. Como se esperaba para este diseño, el primer nivel no presentó una formación de articulaciones plásticas, concentrándose en niveles superiores en todo el sistema (Figuras 17c y 18c). Esto se debe al balance de rigidez y resistencia lateral adecuados que se propuso y se alcanzó en el diseño. Asimismo, desarrolló su capacidad de diseño (superando incluso la ductilidad con la que se concibió) antes de una formación de articulaciones de seguridad de vida en segundo nivel. Ahora bien, aunque en este modelo se presentó un comportamiento adecuado ante las solicitaciones de carga monótonas, deja claro que, la distribución de daño debe presentarse uniformemente en toda la estructura, y que el balance de rigidez y resistencia se debe seguir en todo el sistema, no sólo en dos entrepisos consecutivos considerados como más vulnerables (como N1 y N2 por ejemplo), ya que, bajo este concepto, se podría inducir a una formación de piso suave y débil superior.



a) RCDF-1966 y 2004 (inicial) *b) RCDF-04, diseñados con α=1.0, 0.8 y 0.7* *c)RCDF-04, sistema regular propuesto*

Fluencia **Ocupación Inmediata** **Seguridad de Vida** **Prevención de Colapso** **Colapso** **Destrucción**

Figura 17. Formación de articulaciones plásticas en los modelos de A-609, bajo los análisis estáticos no lineales con carga monótonas creciente



a) RCDF-1966 y 2004 (inicial) *b) RCDF-04, diseñados con α=1.0, 0.8 y 0.7* *c)RCDF-04, sistema regular propuesto*

Fluencia Ocupación Inmediata Seguridad de Vida Prevención de Colapso Colapso Destrucción

Figura 18. Formación de articulaciones plásticas en los modelos de M-3004, bajo los análisis estáticos no lineales con carga monótonas creciente

Se observa que en el modelo regular propuesto para M-3004 las columnas de primer nivel si alcanzaron a fluir antes de la falla de la estructura (Figura 18c). Sin embargo, esto se considera adecuado, dado que la falla final se presentó en niveles superiores.

En la Figura 19 se presentan las curvas de capacidad obtenidas en estos modelos, donde la curva aparte de tener una forma común para estructuras con muros (creciente antes de la falla), se graficaron hasta antes de la caída por falla (rama descendente o de ablandamiento). Posteriormente, en las Figuras 20 y 21 se presentan las ductilidades desarrolladas por los sistemas.

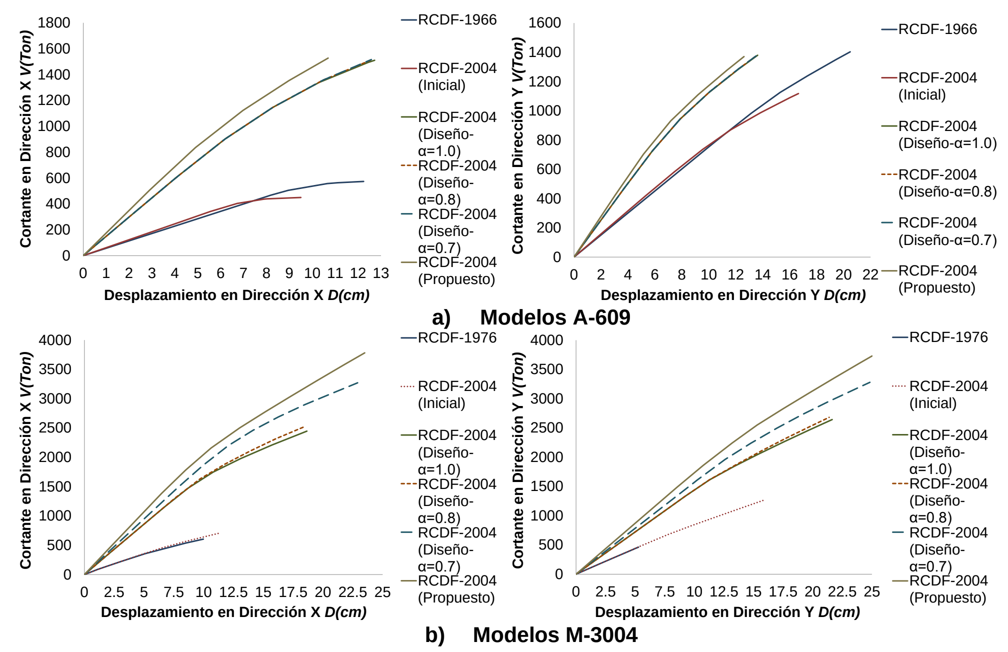


Figura 19. Curvas de capacidad desarrolladas, obtenidas de los análisis estáticos no lineales (pushover) en los distintos modelos

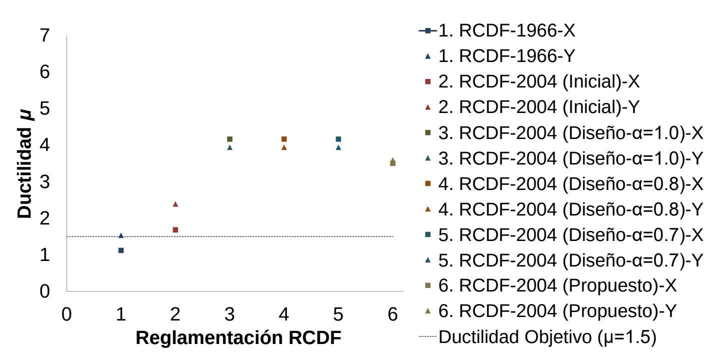


Figura 20. Ductilidad desarrollada por los modelos A-609, comparada contra la ductilidad de diseño equivalente/similar al factor de comportamiento sísmico *Q*=1.5

Se observa en las curvas de capacidad del edificio A-609 (Figura 19a) que, aunque el sistema diseñado con el RCDF-66 desarrolló bastante desplazamiento, no desarrolló una ductilidad de diseño adecuada. Asimismo, aunque desarrolló dicho desplazamiento, se observó en la formación de articulaciones plásticas una falla frágil por piso suave y débil en el primer nivel. En el caso del sistema inicial diseñado con el RCDF-04, si alcanzó la ductilidad de diseño (Figura 20); sin embargo, su demanda de refuerzo de acero también la lidera hacia una falla por piso débil. En el caso de los sistemas diseñados con el RCDF-04 modificando el factor *α=1.0, 0.8 y 0.7*, éstos desarrollaron una ductilidad mayor a la supuesta en su diseño (Figura 20), siendo bastante similares las ductilidades alcanzadas en ambos sentidos de análisis. Por lo tanto, se concluye que su diseño es adecuado, aunque su falla final también se encamina a una posible formación de piso suave y débil. El diseño regular propuesto también desarrolló una ductilidad mayor a la supuesta en su diseño (Figura 20), alcanzando un menor desplazamiento y mayores fuerzas cortantes resistentes, debido a que la estructura es más rígida y resistente (por el balance de propiedades mecánicas propuestas), pero cubriendo satisfactoriamente las demandas.

En las curvas de capacidad de los modelos M-3004 (Figura 19b) se observa claramente la formación de falla frágil del sistema original y el revisado con el RCDF-04 inicialmente en toda la estructura, desarrollando muy poco desplazamiento y fuerza cortante antes de la falla. Asimismo, su ductilidad desarrollada fue μ≈1.0 (Figura 21), no porque su comportamiento sea elástico, sino porque el sistema no fue capaz de desarrollar una ductilidad, y se encaminó directamente a un colapso frágil. Los sistemas diseñados con el RCDF-04 modificando el factor *α=1.0, 0.8 y 0.7* desarrollaron satisfactoriamente ductilidades mayores a las consideradas en su diseño (Figura 21), cumpliendo la capacidad de daño con la que se concibió, pero con un posible mecanismo de piso suave y débil al momento de llegar al colapso. El modelo regular propuesto desarrolló una ductilidad mayor a la supuesta en su diseño (Figura 21) y cumplió con un comportamiento adecuado, alejando a la estructura de una formación de piso suave y débil, en todos los entrepisos, incluso una vez alcanzada la falla y/o el colapso; y muy importante, en ambos sentidos de análisis.

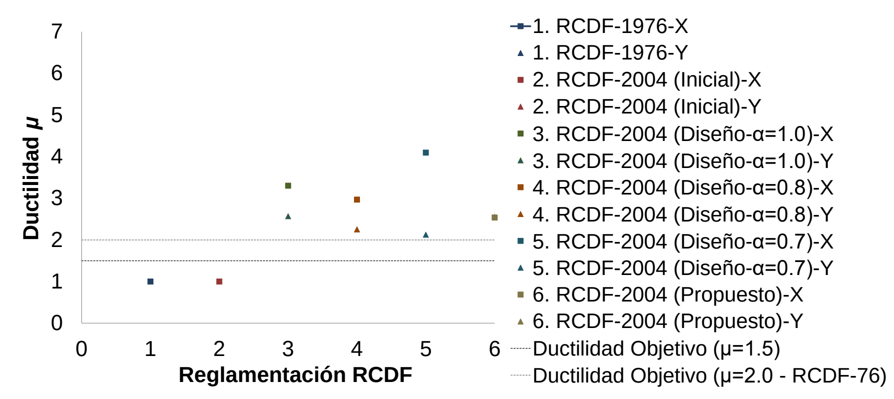


Figura 21. Ductilidad desarrollada por los modelos M-3004, comparada contra la ductilidad de diseño equivalente/similar al factor de comportamiento sísmico Q=1.5 y al factor Q=2 para la estructura original

Por la tanto, se concluye en esta sección que es clara la falla por piso suave y débil en los edificios originales, principalmente en el modelo M-3004 el cual, aunque en los análisis tipo modal espectral se obtuvieron distorsiones menores que las permisibles, se observa que su falla potencial es frágil, sin alcanzar a desarrollar ductilidad. Los sistemas diseñados con el RCDF-04 con factores de corrección por irregularidad *α=1.0, 0.8 y 0.7* cumplieron su objetivo de diseño, pero es claro que su falla final también pudiera ser por piso suave y débil; cuestión que subraya la necesidad de partir con un adecuado balance de rigidez y resistencia lateral en la estructura, y no sólo de un buen diseño estructural reglamentario. Los modelos regulares propuestos, cumplieron con todo lo necesario: buen desarrollo de ductilidad, acomodo de fuerzas y una falla/colapso sin formación de pisos suaves, ni en el primer nivel ni en los superiores; cuestión que subraya que el buen balance de rigidez y resistencia lateral se debe cumplir en todos los entrepisos de la estructura.

Asimismo, se comprueba que los límites de rigidez y resistencia lateral propuestos en Hernández (2021) fueron adecuados para un diseño satisfactorio en estos modelos (edificios con alturas de seis y ocho niveles desplantados sobre terrenos blandos de la zona III-a de la Ciudad de México); pues aunque los modelos cumplieron en algunos casos con los límites propuestos en las NTCS-04 para la relación de rigidez y resistencia de entrepisos consecutivos, desarrollaron o podrían desarrollar en su colapso una falla de piso suave y débil. Complementado, se comprueba que la estructura regular es la que mejor acomoda las solicitaciones, y debido a su buen balance de rigidez y resistencia, evita en todo momento y en su falla final cualquier formación de piso suave y débil en toda su altura. Todo lo comentado, hasta este momento, derivado de los resultados obtenidos de los análisis tipo modal espectral y estáticos no lineales.

4.3 Resultados de los análisis dinámicos no-lineales paso a paso

Para evaluar de manera global el comportamiento esperado de los modelos en estudio antes sismos muy intensos, se realizaron análisis dinámicos no lineales paso a paso en los distintos modelos de A-609 y M-3004. Para realizar estos análisis dinámicos, se utilizaron registros de aceleración correspondientes al tipo de terreno

de desplante de estos edificios existentes, o muy similares. Los registros de aceleración utilizados se dividen en dos direcciones de análisis: la componente norte-sur (NE) que hacen referencia a la dirección *Y*, y la componente este-oeste (EO) que hace referencia a la dirección *X* de análisis. En las Tablas 12 y 13 se enlistan los registros utilizados para cada estructura. Cabe mencionar que estos registros corresponden a eventos sucedidos el 19 de septiembre, tanto de 1985 como del 2017, obtenidos de estaciones sísmicas de la Ciudad de México, y algunos artificialmente generados (registros presentados en las figuras 22 y 23).

Tabla 12. Registros de aceleración para los análisis dinámicos no lineales en la estructura A-609 (registros de la zona de transición y de zona III-a cercanos a la frontera con la zona de transición)

Registros de aceleración	Componente N-S		Componente E-O	
	Sa (g)	T (s)	Sa (g)	T (s)
AO24-AlberOlim-19092017	0.609	1.030	0.693	0.970
AU46-EscSecTec14-19092017	0.659	0.790	0.693	0.920
GR27-Granjas-19092017	0.381	0.730	0.973	0.760
IMSR-Artificial-19091985	0.711	1.360	0.719	0.910
LEAC-LomasEstrella-19092017	0.681	1.190	0.747	1.250
LV17-Lindavista-19092017	0.692	1.150	0.627	0.970
SI53-SanSimón-19092017	0.627	1.400	0.693	1.240

De los análisis dinámicos no lineales paso a paso, se obtuvieron respuestas como desplazamientos, distorsiones, demandas de cortante, demandas de rigidez y demandas de ductilidad, tanto por cada registro de aceleración utilizado, así como una envolvente; es decir, la respuesta máxima obtenida en cada sistema con el uso de todos los registros arriba reportados.

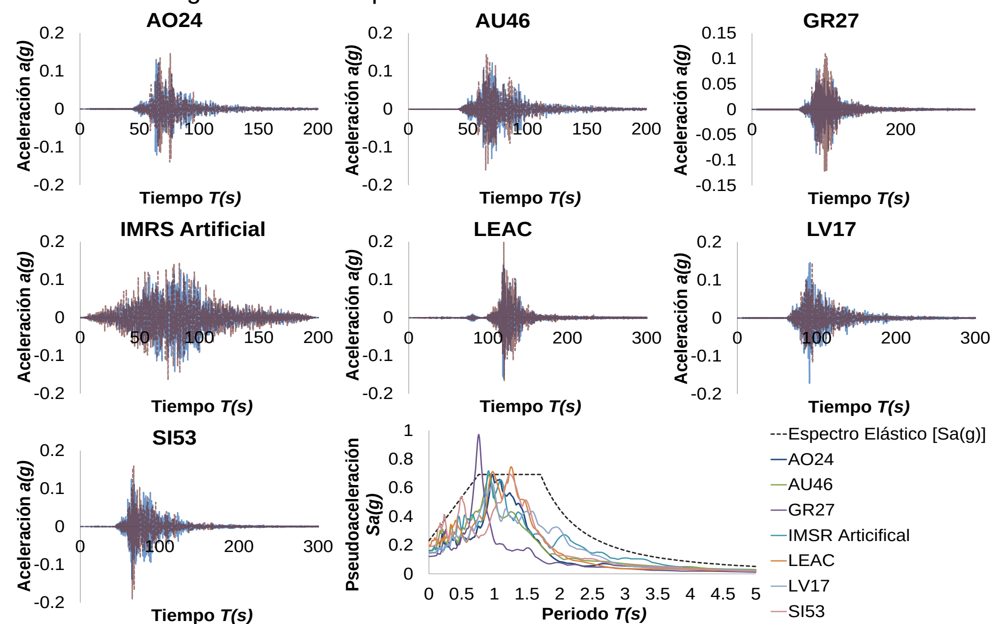


Figura 22. Registros de aceleración para los análisis dinámicos de los modelos A-609 (dirección N-S en azul y dirección E-O en roja), y sus espectros de respuesta

Tabla 13. Registros de aceleración para los análisis dinámicos no lineales de los modelos M-3004 (registros de la zona III-a y de transición cercanos a la frontera con III-a)

Registros de aceleración	Componente N-S		Componente E-O	
	Sa (g)	**T (s)**	**Sa (g)**	**T (s)**
CH84-Culhuacán-19092017	0.619	1.360	1.579	1.390
CU80-EscPrimALV-19092017	1.009	1.190	1.018	1.240
DfroArticial-19092017	0.812	1.430	1.172	1.260
DX37-DGCOH Xotepingo 19092017	1.037	1.100	0.712	1.030
JC54-Parque Jardín Coyoacán-19092017	0.817	1.190	1.059	1.280
MI15-Miramontes-19092017	1.159	1.480	0.575	1.590
MY19-Meyehualco-19092017	1.018	0.950	0.964	0.950
RIDX-UAM Azc-19092017	1.018	1.010	1.519	2.580
XO36-JDN Coyoacán-19092017	0.569	1.540	1.018	1.560

Para las curvas de demandas de rigidez y de resistencia lateral, se hizo una comparación directa contra los valores iniciales y de diseño de las estructuras. Las demandas de ductilidad se compararon directamente contra las supuestas en su diseño y las demandas de distorsión contra las permisibles, tanto de muros como de marcos de concreto. Los desplazamientos se compararon únicamente contra su propia distribución, es decir, visualizar en qué nivel se concentran los mayores desplazamientos.

Primeramente, se presentan en la Figura 24 las curvas de distorsiones, de ambos edificios, A-609 y M-3004. Como se mencionó anteriormente, estas distorsiones se compararon con dos distorsiones últimas permisibles: una distorsión de $\delta=0.015$ para los marcos de concreto y una distorsión de $\delta=0.006$ para los muros diafragma (ligados a la estructura).

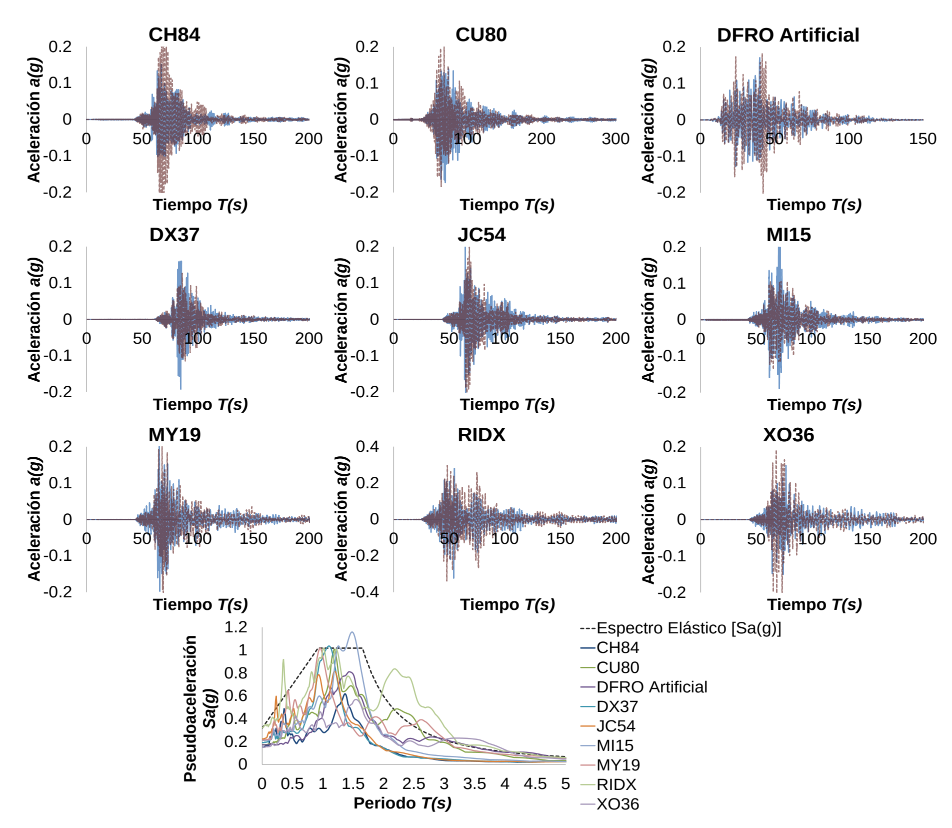


Figura 23. Registros de aceleración para los análisis dinámicos de la estructura M-3004 (dirección N-S en azul y dirección E-O en roja), y sus espectros de respuesta

Se observa en las curvas mostradas en la Figura 24 que para el modelo original y la revisión inicial con el RCDF-04 se superan por mucho las distorsiones permisibles, dejando claro que el primer nivel presenta falla en los marcos y muros, y falla en los muros en el segundo nivel; esto en ambas direcciones de análisis. Estos resultados, complementados con los resultados en los análisis pushover, nos confirman el desarrollo de un piso suave y débil como mecanismo último de colapso del edificio original.

Los modelos diseñados con base en el RCDF-04 variando el factor *α=1.0, 0.8 y 0.7*, también desarrollan una falla en los marcos y muros en el primer nivel en dirección *X* y sólo de muros en la dirección *Y* de análisis. Este resultado, también complementando con los análisis anteriores, nos confirma que un buen diseño estructural no sólo depende de cumplir con la normativa, sino de esmerarse en proveer un buen refuerzo y detallado y garantizar que las dimensiones de los elementos estructurales con base en las demandas de fuerza y de servicio sean también adecuados para alcanzar un buen balance de rigidez y resistencia lateral en cada entrepiso. Ahora, si se considera que estos registros de aceleración corresponden a los sismos muy intensos ocurridos en la Ciudad de México en 1985 y 2017, nos hace reflexionar sobre que, aunque estos sistemas se diseñaron rigurosamente conforme a la propuesta de las normas en ese tiempo vigentes, podrían desarrollar una falla por piso suave y débil durante sismos futuros de similares características e intensidades.

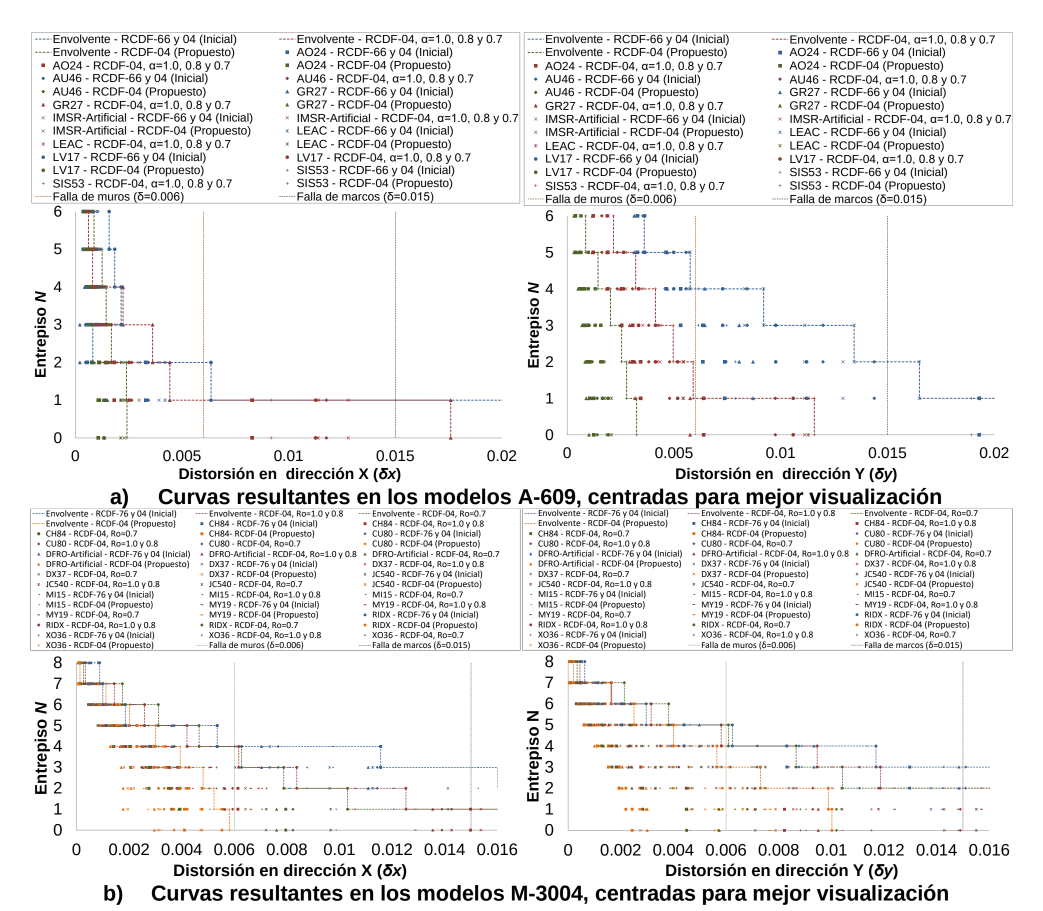


Figura 24. Curvas de distorsiones resultantes de los análisis dinámicos no lineales paso a paso, comparadas contra las distorsiones permisibles reglamentarias

Por otro lado, es importante mencionar que, aunque hoy en día lo común es realizar un análisis dinámico modal espectral para considerar el sismo que puede actuar en la estructura en los diseños estructurales, lo cierto es que se pierden de vista muchos efectos dinámicos que en realidad afectarían al sistema, mismo que un análisis dinámico no lineal sí considera. Incluso, con un análisis estático no lineal (pushover) se pueden obtener luces más realistas con respecto a la capacidad de deformación real de estructuras con fuertes irregularidades en rigidez y resistencia, como son las estructuras con potenciales pisos suaves y/o débiles. Por tal razón, es necesario actualizar, con base en estudios rigurosos, este requisito de forma reglamentaria, para casi cualquier edificio desplantado sobre suelo blando donde las demandas sísmicas sean grandes, o cualquier terreno donde se presenten altas demandas sísmicas.

Para ambos edificios, los modelos regulares propuestos presentaron un comportamiento aceptable, sin alcanzar ninguna falla en el modelo A-609 ni en dirección *X* de análisis en el modelo M-3004. Para la dirección de análisis *Y* del modelo M-3004, el sistema tendrá falla en los muros diafragma en los primeros tres niveles, pero sin presentar falla en los elementos de los marcos. Esto se considera como aceptable, dado que los marcos acomodarán bien las cargas una vez que

fallen dichos muros, sin llegar alcanzar un daño mayor en la estructura. Por lo tanto, se considera que los modelos propuestos presentan un comportamiento adecuado.

Para complementar los resultados presentados, se presentan en las Figuras 25 y 26 las historias de desplazamientos de primer nivel y globales, de los modelos analizados en ambos edificios A-609 y M-3004, en ambas direcciones de análisis (*X* e *Y*), y con base al registro de aceleración donde los sistemas presentaron mayores desplazamientos en dicha dirección de análisis.

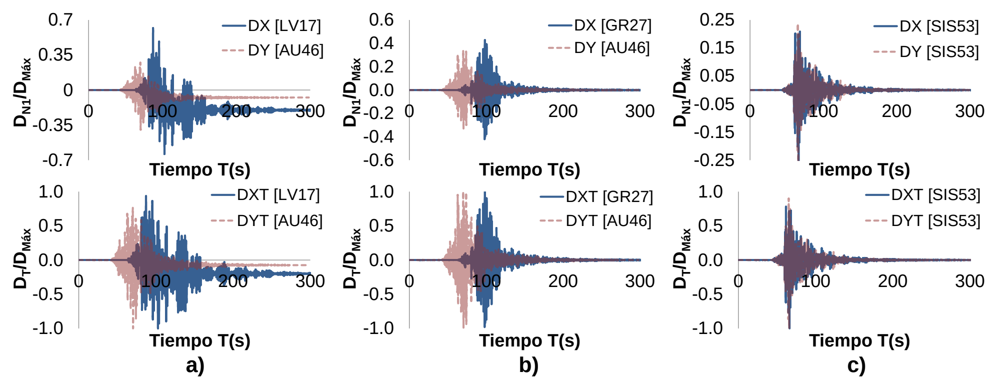


Figura 25. Historias de desplazamientos relativos de los modelos de análisis correspondientes al edificio A-609: a) RCDF-66 y 04 (inicial), b) RCDF-04 con α=1.0, 0.8 y 0.7, y c) RCDF-04 (propuesto regular)

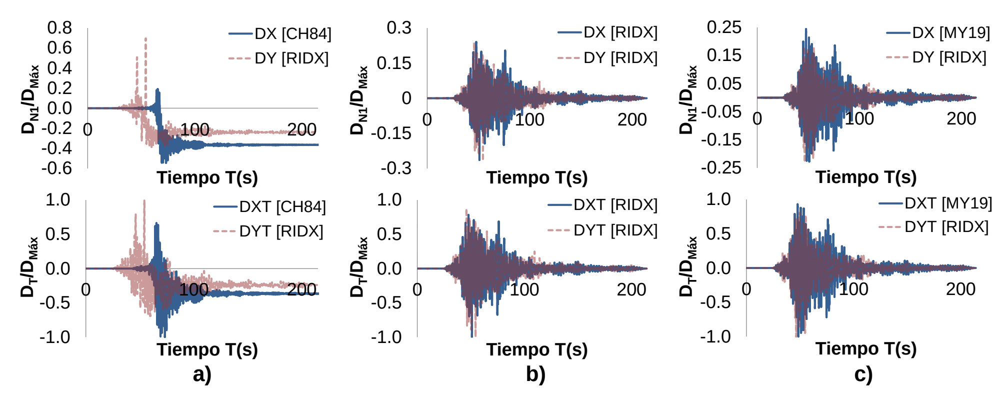


Figura 26. Historias de desplazamientos relativos de los modelos de análisis correspondientes al edificio M-3004: a) RCDF-66 y 04 (inicial), b) RCDF-04 con α=1.0, 0.8 y 0.7, y c) RCDF-04 (propuesto regular)

En estas historias se observa que, para los sistemas originales, se presentó un desplazamiento residual en N1 dejando clara la presencia de un piso suave y/o débil en dichas estructuras (Figuras 25a y 26a). En los sistemas diseñados con base a las NTCS-04, no se presentó un desplazamiento residual de importancia (Figuras 25b y 26b), pero si se observa un medianamente alto porcentaje de desplazamiento global concentrado en el primer nivel (cerca del 50% para A-609 y cerca del 30% en M-3004). En el caso del sistema propuesto, este tuvo un mejor comportamiento, sin presentar desplazamientos residuales significativos (Figuras 25c y 26c) y mostrando una concentración del desplazamiento global en N1 de máximo un 24%.

Las curvas de demandas de rigidez y de cortante se presentan en las Figuras 27 y 28, donde se comparan con las propiedades iniciales de rigidez y resistencia lateral. De esta manera, se puede observar cuándo el sistema puede desarrollar un piso suave (por cambios bruscos de rigidez) y/o débil (por mayores de demandas de resistencia lateral).

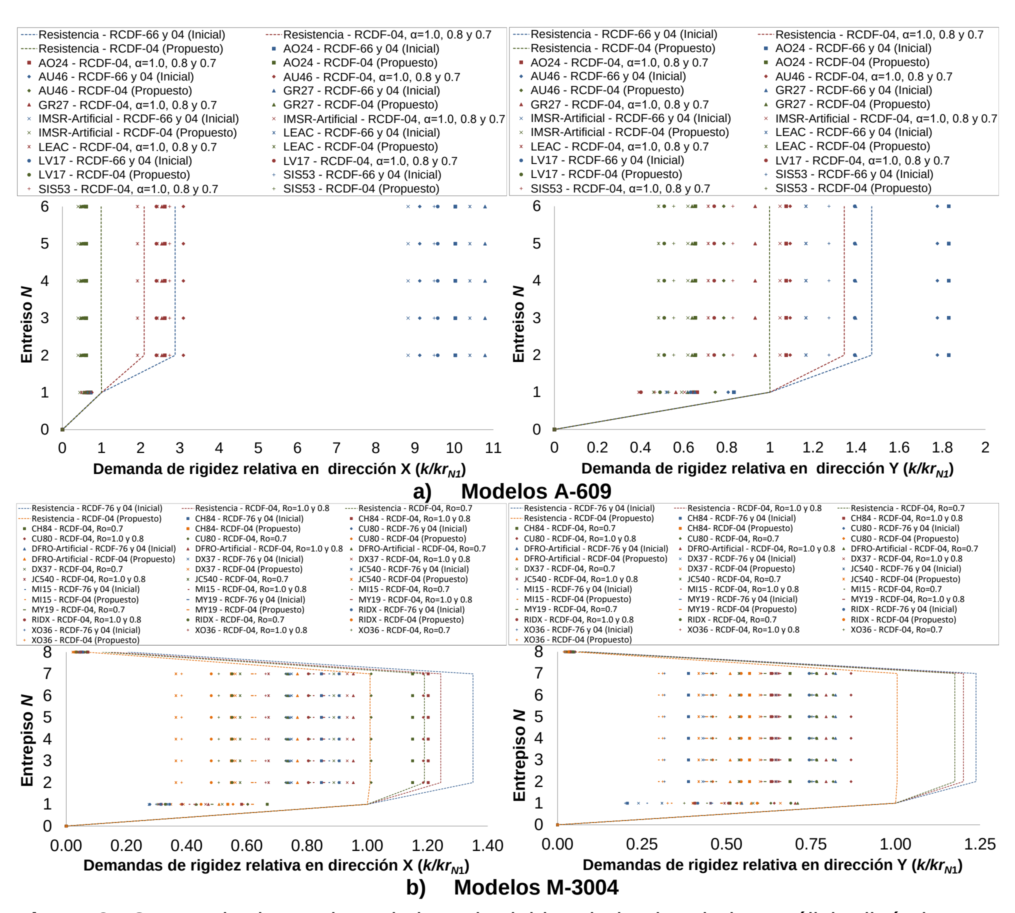


Figura 27. Curvas de demandas relativas de rigidez derivadas de los análisis dinámicos no lineales, comparadas contra la rigidez de diseño del primer nivel

En los modelos A-609 se observa que las demandas de rigidez en el edificio original superan por mucho las iniciales de la estructura en todos los niveles, y mayormente en primer nivel. Con esto se confirma la formación de un piso suave en dicho nivel, pero también su posible formación en niveles superiores. Los modelos diseñados con el RCDF-04 empleando los factores de corrección por irregularidad presentan un comportamiento similar en la dirección de análisis *X* (potencial formación de piso suave inferior y la posibilidad de también ocurrir en niveles superiores), pero cubriendo satisfactoriamente las demandas en dirección *Y*. El modelo regular propuesto cubre satisfactoriamente las demandas de rigidez.

Para el edificio M-3004, se cubren satisfactoriamente las demandas en todos los modelos en sus dos direcciones de análisis y en todos sus entrepisos, observándose que en ningún entrepiso se superó la rigidez inicial del sistema. Por lo tanto, con esto se demuestra que la falla de esta estructura podría deberse sólo por una formación de piso débil (como se observa en las curvas de demandas de

cortante, Figura 28). Cabe recordar que el edificio original y los modelos diseñados con base en el RCDF-04 empleando los factores de corrección por irregularidad, tienen relaciones de rigidez entre los entrepisos, mayores a las permisibles, lo cual la clasifica como vulnerable ante la potencial formación de un piso suave ante demandas dinámicas mayores o diferentes a las consideradas en estos análisis.

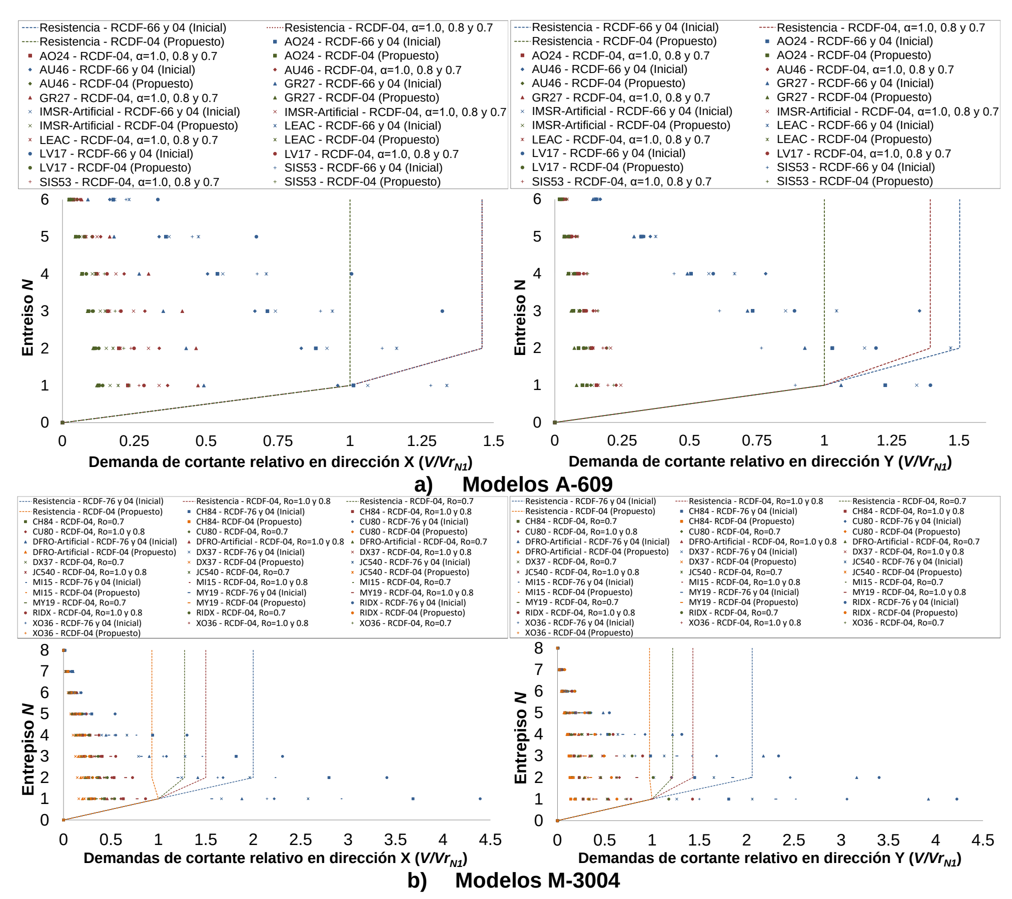


Figura 28. Curvas de demandas relativas de rigidez derivadas de los análisis dinámicos no lineales, comparadas contra la rigidez de diseño del primer nivel

En las comparaciones de demandas de cortante contra la resistencia lateral, el edificio A-609 (Figura 28a), en su estructura original, presenta algunos puntos fuera de la curva de comparación en primer nivel, con lo que se demuestra la formación de un piso débil con algunos de los registros de aceleraciones; en el resto de los niveles se cubre su demanda. Los sistemas diseñados con base en el RCDF-04 variando el factor *α=1.0, 0.8 y 0.7* no presentaron demandas mayores a la resistencia del sistema (Figura 28a), dejando ver que, si se llegara a alcanzar una falla, podría ser por piso suave más que por piso débil. Sin embargo (similar a lo comentado de las curvas de rigideces de los modelos M-3004), cabe recordar que estos sistemas tienen relaciones de resistencia lateral entre los entrepisos, mayores a las permisibles, lo cual la clasifica como vulnerable a una falla por piso suave en algún evento sísmico mayor, o con demandas dinámicas diferentes a los utilizados en estos análisis. El sistema regular propuesto presentó las demandas muy alejadas

de la resistencia de diseño (Figura 28a), lo cual hace ver que acomodó satisfactoriamente las solicitaciones, sin ningún riesgo de piso suave.

De la observación de las demandas de cortante en el edificio M-3004 (Figura 28b), queda en claro la formación de un piso débil en el sistema original, con demandas que superan por mucho la resistencia en los primeros tres niveles. En los diseñados con base en el RCDF-04 variando el factor *α=1.0, 0.8 y 0.7*, hay algunos puntos en el primer nivel que superan la curva de resistencia, lo que indica una vulnerabilidad y potencial formación de un piso débil tanto para estos registros de aceleración. El modelo regular propuesto tampoco presentó problemas, acomodando satisfactoriamente las demandas de cortante, quedando muy alejadas de la curva de comparación.

Para complementar estos resultados, se presentan en la Figura 29 las demandas de ductilidad generadas por las estructuras en los análisis dinámicos no lineales, comparadas contra las de diseño y la ductilidad que puede desarrollar cada sistema (obtenidas de los análisis estáticos no lineales). En ambos edificios originales se encontró que las demandas obtenidas superaron por mucho las supuestas en su diseño. Esto fue más notorio para el modelo M-3004, donde se demanda una ductilidad gigante e irreal (haciendo clara la formación de un flagrante piso suave en su falla). Es importante recordar que su estructura no fue capaz de generar ninguna ductilidad antes de comenzar su daño, como se observó en los análisis estáticos no lineales.

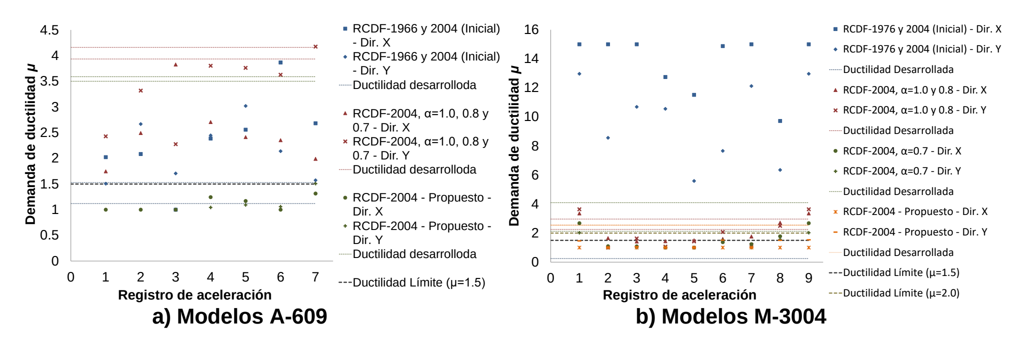


Figura 29. Demandas de ductilidad derivadas de los análisis dinámicos no lineales, comparadas contra las ductilidades de diseño y la que puede desarrollar cada sistema

Los modelos diseñados con base en el RCDF-04 y empleando los factores de corrección por irregularidad presentaron demandas mayores a las de diseño en ambas estructuras, pero no superaron la ductilidad que es capaz de desarrollar el sistema en los modelos de A-609. Para los modelos M-3004, se presentaron algunas demandas máximas por encima de las ductilidades que se pueden desarrollar por el sistema en la variación de *α=1.0 y 0.8*, donde, como se vio anteriormente, la estructura es vulnerable y puede desarrollar una falla por piso suave. En los análisis con el factor *α=0.7*, la estructura no desarrolló demandas de ductilidad mayores a las que puede alcanzar el sistema.

Para los modelos regulares propuestos, se presentaron demandas dinámicas máximas no sólo por debajo de las que se pueden desarrollar, sino también por debajo de las supuestas en su diseño. Esto permite concluir finalmente

que esta propuesta cumplió satisfactoriamente con todas las revisiones, presentado un comportamiento aceptable en todo momento.

5 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES

En este trabajo se reportan diferentes análisis realizados para modelos tridimensionales que representan dos edificios construidos en los años sesentas y setentas que existieron en la Ciudad de México, los cuales fallaron por la formación de un mecanismo de piso suave y débil durante el sismo del 19 de septiembre del 2017 y finalmente fueron demolidos. Para analizar cómo pudo ser el comportamiento de estos edificios durante dicho evento, y evaluar su potencial comportamiento si hubiesen sido diseñados conforme al reglamento más moderno de Ciudad de México antes de ese sismo, el estudio se dividió en distintas fases:

- Estudiar los edificios conforme a su probable diseño original, siguiendo las reglamentaciones RCDF-66 para el edificio A-609, y el RCDF-76 para el edificio M-3004.
- Se propusieron diseños alternos de modelos de estos edificios, respetando su configuración estructural, pero siguiendo la reglamentación RCDF-04;
- Como comúnmente se hace en la práctica, estos sistemas se diseñaron con base en análisis del tipo modal espectral (siguiendo la reglamentación para cada estructura), incluyendo los efectos P-Δ, y se hicieron las revisiones de capacidad y de servicio que demanda la reglamentación RCDF-04;
- Se realizaron análisis estáticos no lineales (incluyendo efectos P-Δ) con los cuales se obtuvieron las curvas de capacidad de cada sistema, y su desarrollo y concentración de falla durante la aplicación de la carga monótona creciente con la que se realiza este análisis;
- Finalmente, se realizaron análisis dinámicos no lineales paso a paso (incluyendo efectos P-Δ), con los cuales se visualizó un comportamiento más real de los distintos modelos durante un evento sísmico extremo, comparando los resultados obtenidos con los de los análisis anteriores.

Es importante comentar que los diseños y revisiones de los modelos propuestos se realizaron con base al RCDF-04, debido a que éste era la reglamentación vigente cuando se comenzó este trabajo de investigación y al tiempo que ocurrió el sismo del 19 de septiembre de 2017

Por lo tanto, a partir de estos análisis y los resultados derivados de los mismos, se pueden realizar los siguientes comentarios:

- Desde el primer diseño, se encontró que, incluso con la reglamentación que estaba vigente en el año de construcción de cada estructura, los elementos portantes presentan una geometría escueta, una demanda de acero que pone en un diseño frágil a los mismos, demandando más acero del que pueden soportar las secciones;
- Resultó claro de los resultados obtenidos en los distintos análisis que el mecanismo de falla más probable de estos edificios sería por piso suave y/o débil, o una combinación de ambos. Lo anterior correlaciona muy bien con

lo observado, pues estos edificios presentaron daño severo por piso suave y débil durante el sismo del 19 de septiembre del 2017;

- Con base en los diseños propuestos siguiendo el RCDF-04 y empleando variantes en el factor de corrección por irregularidad (*α=1.0, 0.8 y 0.7*) se corrobora que aunque se realice un diseño riguroso siguiendo al pie de la letra la reglamentación, esto no termina de corregir que el edificio eventualmente pueda desarrollar un mecanismo de piso suave y/o débil. El factor de corrección por irregularidad es efectivo en retardar la formación de estos pisos suaves y débiles y en reducir de manera importante las deformaciones residuales ante solicitaciones sísmicas asociadas a los espectros de diseño sísmico considerados;
- Por ello, aunque en la NTCS-04 se propone que la relación de rigidez y resistencia lateral entre dos pisos consecutivos, no supere el 50% para considerarse como casi regular (y un 20% en las NTCS-17), se observó que, aunque los modelos (originales y diseñados con base al RCDF-04 variando el factor α) no superaron en algunos casos estas relaciones, presentaron una potencial vulnerabilidad de desarrollar un piso suave y débil;
- Asimismo, se observó que utilizando los limites propuestos en Hernández (2021) para la relación de rigidez y resistencia lateral entre niveles consecutivos, se protegió satisfactoriamente a los modelos diseñados conforme a esta propuesta, evitando toda formación de mecanismo de piso suave y/o débil, incluso en su falla última;
- Con base en el punto anterior y en los resultados obtenidos en este estudio y otros previos, se considera pertinente reevaluar las relaciones de rigidez y resistencia para la clasificación de estructuras casi-regulares e irregulares (incluidas las fuertemente irregulares), y más ante la posible formación de piso suave y débil, para estructuras como las hasta ahora analizadas (seis y ocho niveles);
- Los sistemas regulares propuestos y diseñados con base en el RCDF-04 presentaron en todo momento un comportamiento sísmico adecuado, acomodando de forma correcta las solicitaciones de fuerza y desplazamiento en todos los tipos de análisis realizados;
- Con base en todo lo anterior, se puede concluir que independientemente de que el diseño de una estructura con potencial piso suave y débil sea bien realizado con base en considerar las condiciones de regularidad conforme a la reglamentación vigente (NTCS-04), es mejor práctica de diseño concebir de inicio en el diseño de la estructura balances de rigidez y de resistencia lateral adecuados en sus entrepisos. Por lo tanto, parte del concepto de un buen diseño reglamentario hace imperativo considerar desde un inicio un buen balance de rigidez y resistencia lateral en la estructura, garantizando así un desempeño sísmico satisfactorio.

Cabe mencionar que estas conclusiones y comentarios se realizan con base en los análisis de las estructuras de seis y ocho niveles, desplantadas sobre un terreno de transición y de la zona III-a de la Ciudad de México, estudiadas en este trabajo; teniendo claro que hay un universo más grande de posibilidades aún por estudiar. Sin embargo, se presentan resultados importantes y aportes que abren una puerta a nuevos análisis, conceptos y estudios que posteriormente podrán dar un cambio significativo a las reglamentaciones de diseño, actuales y futuras.

6 AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece la beca otorgada por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (Conacyt), que le permitió involucrarse en este proyecto de investigación en el desarrollo de su tesis de doctorado en el Posgrado de Ingeniería Estructural de la UAM Azcapotzalco.

REFERENCIAS

1. Aguiar, R. (2011), *El mega sismo de Chile de 2010 y lecciones para Ecuador*, primera edición, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, IPGH, Sección Nacional del Ecuador, Quito-Ecuador, ISBN-978-9978-30-104-3, marzo.
2. Arlekar J. N., S. K. Jain y C. V. R. Murphy (1997), “Seismic response of RC frame buildings with soft first storeys”, *Memorias, Golden Jubilee Conference on Natural Hazards in Urban Habitat*, noviembre.
3. De Legarreta, E. J. (2017), *Dictamen de seguridad estructural del Ing. Enrique Javier de Legarreta de Legarreta,* C/SE-0013, a la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Obras y Servicios de la Ciudad de México, 27 de noviembre de 2017.
4. Fernández, L. R. y J. Avilés (2008), “Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 79, pp. 71-90, https://doi.org/10.18867/ris.79.33.
5. Flores L. y Alcocer S. M. (2001), “Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada”, *Reporte Técnico*, Coordinación de Investigación. Área de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Cenapred.
6. Flores L. (2014), “Ensaye de muros diafragma de mampostería con diferente cuantía de refuerzo horizontal”, *Memorias del XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Puerto Vallarta, México.
7. Godínez, E. A. (2005), “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes en el Distrito Federal: el caso específico del sismo del 19 de septiembre de 1985”, *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco.
8. Grande, A. (2017). “Calle Azores 609”, Información técnica, planos arquitectónicos y colección de fotografías proporcionadas por el M. en I. Alejandro Grande Vega, 3 de octubre de 2017.
9. Heintz, J.A., R.O. Hamburger y M. Mahoney (2014) “FEMA P-58 Phase 2 – Development of performance-based seismic design criteria”, *10th US National Conference on Earthquake Engineering – Frontiers of Earthquake Engineering*, Anchorage, Alaska, Julio 21-25.
10. Hernández, D. A. y A. Tena (2017), “El piso suave en edificaciones: una mirada a la normativa y al diseño actual”, *Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco, Artículo III-05, pp. 1-13, septiembre.
11. Hernández, D. A. (2021), “Análisis de estructuras propensas a fallar por mecanismos de piso suave”, *Tesis de Doctorado*, Posgrado en Ingeniería

Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, agosto.

12. Hernández, D. A. y A. Tena (2022), "Amplificación del riesgo a desarrollar un mecanismo de piso suave en edificios de mediana altura por la no consideración de efectos de interacción suelo-estructura", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 7, No. 1 (en prensa).
13. Hernández, E. J., J. M. Jara, M. I. Roa y B. A. Olmos (2019), "Uso de dispositivos de control para el refuerzo de edificios con planta baja flexible", *Memorias, XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Monterrey, Nuevo León, Artículo V-24, pp. 1-15, noviembre.
14. "Instituto de Ingeniería, UNAM" (1985), "La UNAM ante los sismos del 19 de septiembre de 1985", *Informe Preliminar*, México, octubre.
15. ISCDF-1190 (2017), "Inmueble ubicado en Azores No. 609, Colonia Portales Norte, Delegación Benito Juárez", *Oficio ISCDF-DG-2017-1190*, Instituto para la Seguridad de las Construciones en el Distrito Federal, 16 de octubre.
16. ISCDF-1560 (2017), "Inmueble ubicado en Eje 2 Oriente Av. Canal de Miramontes No. 3004, Colonia Fraccionamiento Girasoles, Delegación Coyoacán", *Oficio ISCDF-DG-2017-1560*, Instituto para la Seguridad de las Construciones en el Distrito Federal, 22 de noviembre.
17. NEMS-85 (1985), "Modificaciones de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Diario Oficial*, 18 de octubre de 1985.
18. NTCM-77 (1977), "Normas técnicas complementarias para el diseño de mampostería", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, abril.
19. NTCM-04 (2004), "Normas técnicas complementarias para el diseño de mampostería", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, octubre.
20. NTCS-87 (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, noviembre.
21. NTCS-95 (1995), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, febrero.
22. NTCS-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre.
23. NTCS-17 (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 15 de diciembre de 2017.
24. NTCS-20 (2020), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios", *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, pp. 6-105, 9 de junio de 2020.
25. RCDF-66 (1966), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Diario Oficial*, 9 de febrero de 1966
26. RCDF-76 (1976), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Diario Oficial*, 14 de diciembre de 1976.
27. RCCDMX-17 (2017), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, 15 de diciembre de 2017.

28. Rodrigues H., H. Varum y A. Costa (2010), “Simplified macro-model for infill masonry panels”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 14, No. 3, pp. 390-416.
29. Rosenblueth, E., M. Ordaz, F. J. Sánchez-Sesma y S. K. Singh (1989), “The Mexico earthquake of September 19, 1985 - Design spectra for Mexico´s Federal District”, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No.1, pp. 273-291.
30. Ruiz, S. E., R. Jiménez, M. A. Santos y M. A. Orellana (2020), “Evaluación de la fragilidad de dos soluciones de rehabilitación para un edificio con planta baja débil dañado durante el sismo 19/S17”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 102, pp. 1-25.
31. Tena, A. (2010), “Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios”, *Memorias, V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil*, Mérida, Venezuela, CDROM, pp. 1-57, noviembre.
32. Tena, A. (2010b), “A 25 años del sismo de septiembre de 1985: Breves reflexiones sobre los espectros de diseño sísmico”, *Memorias, XI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, a 25 años del sismo de 1985: Aprendizaje, Conciencia y Prevención*, México, DF, CDROM, pp. 1-9, septiembre.
33. Tena-Colunga A., Juárez-Ángeles A. y Salinas-Vallejo V. (2009), “Cyclic behavior of combined and confined masonry walls”, *Engineering Structures*, Vol. 31, No 1, pp. 240-259.
34. Tena-Colunga, A., H. Hernández-Ramírez, E. A. Godínez-Domínguez, L. E. Pérez-Rocha, A. Grande-Vega, L. A. Urbina-Californias y O. Villegas-Jiménez (2020), “Performance of collapse prevention designed buildings during the September 19, 2017 Earthquake in Mexico City”, *Memorias, 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE*, Sendai, Japan, Paper 10a-0004, September.
35. Tena-Colunga, A. (2021), “Conditions of structural irregularity. Relationships with observed earthquake damage in Mexico City in 2017”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 143, Paper 106630, pp. 1-29, https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2021.106630.